

# **Evaluación del Desempeño de un Edificio con Base Fija Convencional y con Aisladores Sísmicos en la Base**

Trabajo realizado por:

**Toledo Espinoza, Vlacev**

Dirigido por:

**Gonzalez Drigo, José Ramón**

Tutor externo:

**Vargas Alzate, Yeudy F.**

Màster en:

**Ingeniería del Terreno e Ingeniería Sísmica**

Barcelona, **septiembre de 2017**

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

**TREBALL FINAL DE MÀSTER**



## **Agradecimientos**

A mi familia, en especial a mi madre, ya que todo esfuerzo está encaminado a un logro. Al profesor Lluís toda mi gratitud por su apoyo y reconocimiento.

## Resumen

El avance de la Ingeniería Sísmica y la preocupación por reproducir, estudiar y calibrar modelos matemáticos estructurales de forma realista hace posible el surgimiento de la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño (PBEE por sus siglas en inglés), que plantea criterios de aceptabilidad y variables de decisión que involucren tanto al diseñador como a la parte interesada. Aún no hay una correlación clara entre la Ingeniería Sísmica Convencional y la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño, por lo tanto, esto hace que la primera sirva como base para una verificación siguiendo los lineamientos de la PBEE

La PBEE actualmente cuenta con dos generaciones de requerimientos para el cálculo y diseño de elementos estructurales. En la primera generación se plantean niveles discretos de desempeño (por ejemplo, Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida), por medio de una matriz de desempeños estructurales y no estructurales versus niveles de peligrosidad. Según la selección de un nivel (o varios) se procede a la verificación de los criterios de aceptabilidad global y local que definirán el desempeño sísmico alcanzado. Dado que los niveles discretos no brindan información sobre las pérdidas ocurridas, en la segunda generación se utilizan métodos probabilísticos para generar demandas simuladas (a partir de los niveles discretos o no necesariamente) y obtener variables de decisión (a nivel de riesgo) que vienen a ser el costo de reparación, el tiempo de reparación, el número de fatalidades y carteles de seguridad.

En el presente trabajo se sigue la metodología probabilista, que plantea la Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), para evaluar el desempeño sísmico de un hipotético edificio de seis pisos de concreto armado destinado a un Hospital, para el cual se plantean dos alternativas de sistema estructural: un sistema lateral formado por pórticos de concreto armado y muros de corte, y un sistema con aislamiento sísmico en la base. Se hace una breve revisión a la metodología PEER-PBEE y al Teorema de Probabilidad Total. Se desarrolla el análisis de la peligrosidad sísmica para la ciudad de Lima (seleccionada debido a su alta peligrosidad sísmica), con la finalidad de obtener aceleraciones con respuesta máxima que reflejen el 1 por ciento de probabilidad de riesgo de colapso estructural en 50 años. Luego, se realiza el análisis estructural de las

dos alternativas planteadas, por métodos lineales elásticos tomados como diseño preliminar para una posterior verificación según el procedimiento del análisis historia de respuesta, y obtener parámetros de demanda ingenieril (distorsiones angulares de piso y aceleraciones) y la fragilidad al colapso. Con el análisis de la peligrosidad y el análisis estructural concluido, se usa el programa PACT para generar demandas simuladas, por el Método de Monte Carlo, y junto con la fragilidad de grupos de elementos estructurales, el número probable de personas presentes en el edificio, y modos de colapso, se obtienen las variables de decisión como medidas de desempeño. Por último se realiza una comparación entre las dos opciones de sistemas estructurales asumidos.



# Contenido

Agradecimientos .....	iii
Resumen .....	iv
<b>Índice de Figuras</b> .....	ix
<b>Índice de Tablas</b> .....	xvi
1. Introducción .....	1
1.1. Antecedentes .....	1
1.2. Objetivo Principal .....	2
1.3. Objetivos Específicos .....	2
1.4. Contenido .....	2
2. Aspectos Generales .....	1
2.1. Metodología PEER-PBEE y el Teorema de Probabilidad Total .....	4
2.2. Procedimiento de Evaluación del Desempeño según el FEMA P-58 .....	7
3. Peligro Sísmico .....	10
3.1. Introducción .....	10
3.2. Evaluación del Peligro Sísmico Probabilístico para la Obtención del Espectro de Peligro Uniforme .....	11
3.2.1. Espectro Normativo de Diseño Según la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” del Perú .....	12
3.2.2. Espectro Normativo Según la Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7 - 2016 .....	14
3.2.3. Espectros de Peligro Uniforme .....	17
3.3. Respuesta Máxima en el Plano Horizontal .....	18
3.3.1. Cálculo de los Valores GMRot y Rot .....	19
3.3.2. Aplicación de la Respuesta Máxima al Espectro de Peligro Uniforme .....	28
3.4. Obtención de las Aceleraciones $S_S$ y $S_1$ para un Objetivo de Riesgo del 1%/50 años .....	31
4. Análisis de la Respuesta del Edificio .....	37
4.1. Consideraciones Generales .....	37
4.2. Número de Análisis .....	39
4.3. Análisis Considerando un Sistema Estructural Formado por Pórticos de Concreto Armado y un Sistema Resistente a Fuerzas Laterales con Muros de Concreto Armado ..	40
4.4. Análisis Considerando un Sistema Estructural Formado por Pórticos de Concreto Armado y un Sistema de Aislamiento en la Base .....	44
4.5. Generación de Demandas Simuladas .....	51

4.6.	Evaluación de las Derivas Residuales.....	58
4.6.1.	Concepto de Deriva Residual y Planteamiento del FEMA P-58 .....	58
4.6.2.	Estados de Daño para la Deriva Residual.....	59
5.	Desarrollo de la Fragilidad al Colapso.....	63
5.1.	Fragilidad de Colapso para Un Juego Limitado de Análisis Estructurales.....	64
5.2.	Fragilidad de Colapso Basado en el Criterio o Juicio Ingenieril .....	65
5.3.	Modos de Colapso .....	66
5.4.	Fragilidad de Colapso para el Sistema Estructural Formado por Pórticos de Concreto Armado y un Sistema Resistente a Fuerzas Laterales con Muros de Concreto Armado .....	68
5.5.	Fragilidad de Colapso para el Sistema Estructural Formado por Pórticos de Concreto Armado y un Sistema de Aislamiento en la Base.....	68
6.	Evaluación y Cálculo del Desempeño, FEMA (2012).....	70
6.1.	Proceso de Cálculo del Desempeño de Acuerdo el FEMA P-58 .....	70
6.1.1.	Inicio de la Realización .....	70
6.1.2.	Determinación del Colapso.....	71
6.1.3.	Determinación del Daño .....	72
6.1.4.	Cálculo de las Pérdidas.....	73
6.2.	Evaluación de Pérdidas para el Sistema Estructural Formado por Pórticos de Concreto Armado y un Sistema Resistente a Fuerzas Laterales con Muros de Concreto Armado .....	74
6.3.	Evaluación de Pérdidas para el Sistema Estructural Formado por Pórticos de Concreto Armado y un Sistema de Aislamiento en la Base.....	76
6.4.	Comparación Entre los Resultados Obtenidos para los Dos Sistemas Estructurales Evaluados.....	78
7.	Conclusiones .....	82
8.	Bibliografía .....	84
Anexo A	Parámetros de Ingreso y Resultados del Análisis del Peligro Sísmico Probabilístico .....	87
Anexo B	Cálculo de la Respuesta Máxima.....	94
Anexo C	Esquemas de Planteamiento y Estructuración por Sistema Estructural Utilizado .....	100
Anexo D	Consideraciones de Ingreso y Resultados del Análisis Estructural .....	112
Anexo E	Consideraciones para la Evaluación del Desempeño Estructural y Uso del PACT .....	143



# Índice de Figuras

<b>FIGURA 2-1:</b> METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN BASADA EN DESEMPEÑO DEL PEER. TOMADA DE KUNNATH (2006).	6
<b>FIGURA 2-2:</b> PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO (A LA IZQUIERDA) Y DIAGRAMA DE FLUJO DE LA METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO (A LA DERECHA), SEGÚN EL FEMA P-58. TOMADA DEL FEMA (2012).	8
<b>FIGURA 3-1:</b> (A) MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA TOMADA DE MTC (2016); Y (B) ESPECTRO DE DISEÑO ELÁSTICO PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 475 AÑOS Y UN 5% DE RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO, ELABORADO PARA LA CIUDAD DE LIMA.	13
<b>FIGURA 3-2:</b> FORMA DEL ESPECTRO DE RESPUESTA DE DISEÑO (ASCE, 2017).	16
<b>FIGURA 3-3:</b> (A) ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME PARA EL 5% DE RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO, PARA LA CIUDAD DE LIMA; Y (B) RELACIONES ENTRE LOS ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME.	18
<b>FIGURA 3-4:</b> VARIACIÓN DEL PGA DE LAS COMBINACIONES VECTORIALES Y LA MEDIA GEOMÉTRICA DE AMBAS.	21
<b>FIGURA 3-5:</b> NUBES DE ESPECTROS DE RESPUESTA DE ACELERACIONES, OBTENIDOS POR MEDIO DE LA INTEGRAL DE DUHAMEL, PARA LAS COMBINACIONES VECTORIALES Y LA MEDIA GEOMÉTRICA DE AMBAS.	22
<b>FIGURA 3-6:</b> NUBES DE ESPECTROS DE RESPUESTA DE VELOCIDADES, OBTENIDOS POR MEDIO DE LA INTEGRAL DE DUHAMEL, PARA LAS COMBINACIONES VECTORIALES Y LA MEDIA GEOMÉTRICA DE AMBAS.	22
<b>FIGURA 3-7:</b> NUBES DE ESPECTROS DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTOS, OBTENIDOS POR MEDIO DE LA INTEGRAL DE DUHAMEL, PARA LAS COMBINACIONES VECTORIALES Y LA MEDIA GEOMÉTRICA DE AMBAS.	23
<b>FIGURA 3-8:</b> COMPARACIÓN DE LOS VALORES GMROT <sub>DPP</sub> Y LOS VALORES ROT <sub>DPP</sub> , PARA ACELERACIONES ESPECTRALES.	24
<b>FIGURA 3-9:</b> COMPARACIÓN DE LOS VALORES GMROT <sub>DPP</sub> Y LOS VALORES ROT <sub>DPP</sub> , PARA VELOCIDADES ESPECTRALES.	24
<b>FIGURA 3-10:</b> COMPARACIÓN DE LOS VALORES GMROT <sub>DPP</sub> Y LOS VALORES ROT <sub>DPP</sub> , PARA DESPLAZAMIENTOS ESPECTRALES.	25
<b>FIGURA 3-11:</b> TRAZADO DE LAS FUNCIONES DE PENALIZACIÓN DE GMROT <sub>I50</sub> Y DEL ROT <sub>I50</sub> PARA LOS ESPECTROS DE RESPUESTA DE ACELERACIONES.	26
<b>FIGURA 3-12:</b> COMPARACIÓN ENTRE EL GMROT <sub>I50</sub> Y EL ROT <sub>I50</sub> .	26
<b>FIGURA 3-13:</b> RESUMEN DE LOS ESPECTROS OBTENIDOS PARA EL MOVIMIENTO DEL TERRENO DE EJEMPLO.	27
<b>FIGURA 3-14:</b> RELACIONES OBTENIDAS PARA EL TOTAL DE LA MUESTRA DE 99 REGISTROS SÍSMICOS, DONDE SE SEÑALA LA RELACIÓN PROPUESTA SUAVIZADA.	29
<b>FIGURA 3-15:</b> ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME PARA LA CIUDAD DE LIMA, MODIFICADOS PARA REPRESENTAR LA RESPUESTA MÁXIMA.	30
<b>FIGURA 3-16:</b> CURVAS DE PELIGROSIDAD SÍSMICA OBTENIDAS POR EL CRISIS2007 Y LAS MODIFICADAS PARA LA RESPUESTA MÁXIMA: (A) PERIODO DE 0 SEGUNDOS, (B) PERIODO DE 0.2 SEGUNDOS, Y (C) PERIODO DE 1.0 SEGUNDOS.	30
<b>FIGURA 3-17:</b> CÁLCULO DE LAS ACELERACIONES PARA EL 1%/50 AÑOS EN UN OBJETIVO DE RIESGO DE COLAPSO, PARA EL PGA.	33
<b>FIGURA 3-18:</b> CÁLCULO DE LAS ACELERACIONES PARA EL 1%/50 AÑOS EN UN OBJETIVO DE RIESGO DE COLAPSO, PARA 0.2 SEGUNDOS.	34
<b>FIGURA 3-19:</b> CÁLCULO DE LAS ACELERACIONES PARA EL 1%/50 AÑOS EN UN OBJETIVO DE RIESGO DE COLAPSO, PARA 1.0 SEGUNDOS.	34
<b>FIGURA 3-20:</b> COMPARACIÓN ENTRE EL ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME PARA UN 2%/50 AÑOS Y UN ESPECTRO DE OBJETIVO DE RIESGO UNIFORME DEL 1%/50 AÑOS O ESPECTRO UNIFORME DE MÚLTIPLES PERIODOS, AMBOS CON UNA RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO DEL 5%: (A) SISMO CONSIDERADO MÁXIMO, (B) SISMO A NIVEL DE DISEÑO.	36
<b>FIGURA 4-1:</b> VISTA DEL MODELO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA ESTRUCTURAL EN EL PROGRAMA ETABS CON UN SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES CON BASE A MUROS DE CONCRETO ARMADO.	40

<b>FIGURA 4-2:</b> RESULTADO DEL PROCESO DE AJUSTE ESPECTRAL Y ESCALADO DE LOS REGISTROS SELECCIONADOS AL SISMO CONSIDERADO MÁXIMO, PARA USO DEL MODELO CON BASE FIJA.....	41
<b>FIGURA 4-3:</b> DESPLAZAMIENTOS PARA CADA NIVEL OBTENIDOS POR EL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA NO LINEAL, MODELO CON BASE FIJA PARA EL SISMO CONSIDERADO MÁXIMO.....	42
<b>FIGURA 4-4:</b> DISTORSIONES ANGULARES DE PISO PARA CADA NIVEL, OBTENIDAS POR EL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA NO LINEAL, MODELO CON BASE FIJA PARA EL SISMO CONSIDERADO MÁXIMO.....	43
<b>FIGURA 4-5:</b> ACELERACIONES PARA CADA NIVEL, OBTENIDAS POR EL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA NO LINEAL, MODELO CON BASE FIJA PARA EL SISMO CONSIDERADO MÁXIMO.....	43
<b>FIGURA 4-6:</b> VISTA DEL MODELO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA ESTRUCTURAL EN EL PROGRAMA ETABS PARA EL EDIFICIO CON AISLAMIENTO EN LA BASE.....	45
<b>FIGURA 4-7:</b> RESULTADO DEL PROCESO DE AJUSTE ESPECTRAL Y ESCALADO DE LOS REGISTROS SELECCIONADOS AL SISMO CONSIDERADO MÁXIMO, PARA USO DEL MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE.....	46
<b>FIGURA 4-8:</b> DESPLAZAMIENTOS PARA CADA NIVEL, OBTENIDOS POR EL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA NO LINEAL, MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE Y LÍMITE SUPERIOR PARA EL SISMO CONSIDERADO MÁXIMO.....	47
<b>FIGURA 4-9:</b> DESPLAZAMIENTOS PARA CADA NIVEL, OBTENIDOS POR EL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA NO LINEAL, MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE Y LÍMITE INFERIOR PARA EL SISMO CONSIDERADO MÁXIMO.....	48
<b>FIGURA 4-10:</b> DISTORSIONES ANGULARES DE PISO PARA CADA NIVEL, OBTENIDAS POR EL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA NO LINEAL, MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE Y LÍMITE SUPERIOR PARA EL SISMO CONSIDERADO MÁXIMO.....	48
<b>FIGURA 4-11:</b> DISTORSIONES ANGULARES DE PISO PARA CADA NIVEL, OBTENIDAS POR EL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA NO LINEAL, MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE Y LÍMITE INFERIOR PARA EL SISMO CONSIDERADO MÁXIMO.....	49
<b>FIGURA 4-12:</b> ACELERACIONES PARA CADA NIVEL, OBTENIDAS POR EL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA NO LINEAL, MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE Y LÍMITE SUPERIOR PARA EL SISMO CONSIDERADO MÁXIMO.....	49
<b>FIGURA 4-13:</b> ACELERACIONES PARA CADA NIVEL, OBTENIDAS POR EL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA NO LINEAL, MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE Y LÍMITE INFERIOR PARA EL SISMO CONSIDERADO MÁXIMO.....	50
<b>FIGURA 4-14:</b> PROCEDIMIENTO DE GENERACIÓN DE VECTORES SIMULADOS DE LOS PARÁMETROS DE DEMANDA CORRELACIONADOS. TOMADA DEL FEMA (2012).....	52
<b>FIGURA 4-15:</b> DESPLAZAMIENTOS (ORIGINALES EN AZUL Y SIMULADOS EN GRIS), PARA EL MODELO DEL EDIFICIO CON BASE FIJA, EN LA DIRECCIÓN $x$ .....	57
<b>FIGURA 4-16:</b> DISTORSIONES ANGULARES DE PISO (ORIGINALES EN ROJO Y SIMULADOS EN GRIS), PARA EL MODELO DEL EDIFICIO CON BASE FIJA, EN LA DIRECCIÓN $x$ .....	57
<b>FIGURA 4-17:</b> ACELERACIONES (ORIGINALES EN MAGENTA Y SIMULADOS EN GRIS), PARA EL MODELO DEL EDIFICIO CON BASE FIJA, EN LA DIRECCIÓN $x$ .....	57
<b>FIGURA 4-18:</b> TRAZADOS ILUSTRANDO LA CORRELACIÓN ENTRE PARÁMETROS DE DEMANDA.....	58
<b>FIGURA 4-19:</b> IDEALIZACIÓN PARA ESTIMAR LA DERIVA RESIDUAL A PARTIR DE LA DERIVA TRANSITORIA DE PISO. TOMADA DEL FEMA (2012).....	60
<b>FIGURA 4-20:</b> FUNCIÓN DE FRAGILIDAD PARA LA DERIVA RESIDUAL, POR DEFECTO, EN EL <i>PACT</i> .....	60
<b>FIGURA 5-1:</b> FRAGILIDAD DE COLAPSO ESTIMADA EN VARIOS NIVELES DE INTENSIDAD. TOMADA DEL FEMA (2012).....	65
<b>FIGURA 5-2:</b> FRAGILIDAD DE COLAPSO PARA EL MODELO DEL EDIFICIO CON BASE FIJA.....	68
<b>FIGURA 5-3:</b> FRAGILIDAD DE COLAPSO PARA EL MODELO DEL EDIFICIO CON BASE AISLADA. SUPERIOR IZQUIERDA, FRAGILIDAD AL COLAPSO DEL MODELO CON BASE FIJA; SUPERIOR DERECHA, FRAGILIDAD AL COLAPSO DEL MODELO CON BASE AISLADA; INFERIOR, FRAGILIDAD COMBINADA.....	69
<b>FIGURA 6-1:</b> RED DE FLUJO PARA EL CÁLCULO DEL DESEMPEÑO EN CADA REALIZACIÓN. TOMADA DEL FEMA (2012).....	71

<b>FIGURA 6-2:</b> FUNCIONES DE FRAGILIDAD PARA TRES ESTADOS DE DAÑO SECUENCIALES. TOMADA DEL FEMA (2012).....	73
<b>FIGURA 6-3:</b> CURVA COSTO DE REPARACIÓN PARA EL SISTEMA CON BASE FIJA. OBTENIDA DEL <i>PACT</i> .....	75
<b>FIGURA 6-4:</b> CURVA TIEMPO DE REPARACIÓN PARA EL SISTEMA CON BASE FIJA. OBTENIDA DEL <i>PACT</i> .....	75
<b>FIGURA 6-5:</b> CURVAS DE FATALIDADES Y HERIDOS PARA EL SISTEMA CON BASE FIJA. OBTENIDA DEL <i>PACT</i> .....	76
<b>FIGURA 6-6:</b> CURVA COSTO DE REPARACIÓN PARA EL SISTEMA CON BASE AISLADA (LÍMITE SUPERIOR). OBTENIDA DEL <i>PACT</i> .....	77
<b>FIGURA 6-7:</b> CURVA TIEMPO DE REPARACIÓN PARA EL SISTEMA CON BASE AISLADA (LÍMITE SUPERIOR). OBTENIDA DEL <i>PACT</i> .....	77
<b>FIGURA 6-5:</b> CURVAS DE FATALIDADES Y HERIDOS PARA EL SISTEMA CON BASE AISLADA (LÍMITE SUPERIOR). OBTENIDA DEL <i>PACT</i> .....	78
<b>FIGURA A-1:</b> GEOMETRÍA DE LAS FUENTES DE SUBDUCCIÓN (F01 A LA F08), CORTICALES (F09 A LA F19), E INTRAPLACA (F20 A LA F33). TOMADA DE TAVERA Y OTROS (2014). ....	88
<b>FIGURA A-2:</b> MAPA DE PELIGROSIDAD SÍSMICA OBTENIDA EN EL PROGRAMA CRISIS2007, PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 475 AÑOS. ....	92
<b>FIGURA A-3:</b> ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO, REPRESENTADO LA MEDIA GEOMÉTRICA SIN ROTAR (GEOMEAN), PARA LA CIUDAD DE LIMA.....	93
<b>FIGURA B-1:</b> ESPECTROS MEDIANA (A LA IZQUIERDA) Y MEDIA (A LA DERECHA) DEL PROCESAMIENTO DEL TOTAL DE LA MUESTRA DE 99 ESPECTROS, PARA UNA RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO DEL 5%: (A) ESPECTROS DE ACELERACIONES, (B) ESPECTROS DE VELOCIDADES, Y (C) ESPECTROS DE DESPLAZAMIENTOS.....	97
<b>FIGURA B-2:</b> ESPECTROS MEDIANA Y MEDIA DEL Y NUBE DEL TOTAL DE LA MUESTRA DE 99 ESPECTROS, PARA UNA RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO DEL 5%: (A) ESPECTROS DE ACELERACIONES, (B) ESPECTROS DE VELOCIDADES, Y (C) ESPECTROS DE DESPLAZAMIENTOS.....	98
<b>FIGURA B-3:</b> RELACIONES OBTENIDAS PARA EL TOTAL DE LA MUESTRA DE 99 ESPECTROS. ....	99
<b>FIGURA C-1:</b> ESTRUCTURACIÓN TÍPICA EN PLANTA DEL PRIMER AL CUARTO NIVEL PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL FORMADO CON PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO Y MUROS DE CORTE.....	100
<b>FIGURA C-2:</b> ESTRUCTURACIÓN TÍPICA EN PLANTA DEL QUINTO AL SEXTO NIVEL PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL FORMADO CON PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO Y MUROS DE CORTE. ....	101
<b>FIGURA C-3:</b> ELEVACIÓN DEL EJE 1 PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL FORMADO CON PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO Y MUROS DE CORTE.....	102
<b>FIGURA C-4:</b> ELEVACIÓN DE LOS EJE 2 Y 5 PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL FORMADO CON PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO Y MUROS DE CORTE.....	102
<b>FIGURA C-5:</b> ELEVACIÓN DE LOS EJES 3 Y 4 PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL FORMADO CON PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO Y MUROS DE CORTE.....	103
<b>FIGURA C-6:</b> ELEVACIÓN DEL EJE 6 PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL FORMADO CON PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO Y MUROS DE CORTE.....	103
<b>FIGURA C-7:</b> ELEVACIÓN DEL EJE 7 PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL FORMADO CON PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO Y MUROS DE CORTE.....	104
<b>FIGURA C-8:</b> CUADRO DE COLUMNAS Y ARMADO DE MURO TÍPICO PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL FORMADO CON PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO Y MUROS DE CORTE. ....	104
<b>FIGURA C-9:</b> ESTRUCTURACIÓN TÍPICA EN PLANTA DE LA BASE EN LA INTERACCIÓN CON EL SISTEMA DE AISLAMIENTO PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL FORMADO CON PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO Y AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE. ....	105
<b>FIGURA C-10:</b> ESTRUCTURACIÓN TÍPICA EN PLANTA DEL PRIMER AL CUARTO NIVEL PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL FORMADO CON PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO Y AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE. ....	106
<b>FIGURA C-11:</b> ESTRUCTURACIÓN TÍPICA EN PLANTA DEL QUINTO AL SEXTO NIVEL PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL FORMADO CON PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO Y AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE. ....	107
<b>FIGURA C-12:</b> ELEVACIÓN DEL EJE 1 PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL FORMADO CON PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO Y AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE. ....	108
<b>FIGURA C-13:</b> ELEVACIÓN DEL EJE 2 PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL FORMADO CON PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO Y AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE. ....	108

<b>FIGURA C-14:</b> ELEVACIÓN DEL EJE 3 PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL FORMADO CON PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO Y AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE. ....	109
<b>FIGURA C-15:</b> ELEVACIÓN DE LOS EJES 4 Y 5 PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL FORMADO CON PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO Y AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE. ....	109
<b>FIGURA C-16:</b> ELEVACIÓN DEL EJE 6 PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL FORMADO CON PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO Y AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE. ....	110
<b>FIGURA C-17:</b> ELEVACIÓN DEL EJE 7 PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL FORMADO CON PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO Y AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE. ....	110
<b>FIGURA C-18:</b> CUADRO DE COLUMNAS PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL FORMADO CON PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO Y AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE. ....	111
<b>FIGURA D-1:</b> ESPECTROS DE ACELERACIONES PARA USO EN LOS ANÁLISIS LINEALES. IZQUIERDA, HORIZONTALES; DERECHA, VERTICALES. ....	112
<b>FIGURA D-2:</b> DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO, COMO RESULTADO DEL ANÁLISIS MODAL DE RESPUESTA ESPECTRAL, PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	114
<b>FIGURA D-3:</b> DISTORSIONES ANGULARES MÁXIMAS EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO, COMO RESULTADO DEL ANÁLISIS MODAL DE RESPUESTA ESPECTRAL, PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	114
<b>FIGURA D-4:</b> ACELERACIONES MÁXIMAS EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO, COMO RESULTADO DEL ANÁLISIS MODAL DE RESPUESTA ESPECTRAL, PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	115
<b>FIGURA D-5:</b> TRAZADO DEL AMORTIGUAMIENTO DE RAYLEIGH PARA EL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN EL MODELO CON BASE FIJA. ....	115
<b>FIGURA D-6:</b> DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO, DEL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN $X$ , PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	116
<b>FIGURA D-7:</b> DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO, DEL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN $Y$ , PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	116
<b>FIGURA D-8:</b> DISTORSIONES ANGULARES MÁXIMAS EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO, DEL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN $X$ , PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	117
<b>FIGURA D-9:</b> DISTORSIONES ANGULARES MÁXIMAS EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO, DEL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN $Y$ , PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	117
<b>FIGURA D-10:</b> ACELERACIONES EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO, DEL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN $X$ , PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	118
<b>FIGURA D-11:</b> ACELERACIONES EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO, DEL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN $Y$ , PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	118
<b>FIGURA D-12:</b> DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO (CALCULADOS Y REALES), DEL ANÁLISIS POR FUERZAS LATERALES EQUIVALENTE, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA PARA LAS PROPIEDADES EN EL LÍMITE SUPERIOR. ....	122
<b>FIGURA D-13:</b> DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO (CALCULADOS Y REALES), DEL ANÁLISIS POR FUERZAS LATERALES EQUIVALENTE, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA PARA LAS PROPIEDADES EN EL LÍMITE INFERIOR. ....	123
<b>FIGURA D-14:</b> DISTORSIONES ANGULARES MÁXIMAS EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO (CALCULADOS Y REALES), DEL ANÁLISIS POR FUERZAS LATERALES EQUIVALENTE, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA PARA LAS PROPIEDADES EN EL LÍMITE SUPERIOR. ....	123
<b>FIGURA D-15:</b> DISTORSIONES ANGULARES MÁXIMAS EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO (CALCULADOS Y REALES), DEL ANÁLISIS POR FUERZAS LATERALES EQUIVALENTE, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA PARA LAS PROPIEDADES EN EL LÍMITE INFERIOR. ....	123
<b>FIGURA D-16:</b> ACELERACIONES EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO (CALCULADOS Y REALES), DEL ANÁLISIS POR FUERZAS LATERALES EQUIVALENTE, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA PARA LAS PROPIEDADES EN EL LÍMITE SUPERIOR. ....	124
<b>FIGURA D-17:</b> ACELERACIONES EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO (CALCULADOS Y REALES), DEL ANÁLISIS POR FUERZAS LATERALES EQUIVALENTE, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA PARA LAS PROPIEDADES EN EL LÍMITE INFERIOR. ....	124

<b>FIGURA D-18:</b> COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO PARA EL AISLADOR HL060X4R PARA LOS DATOS OBTENIDOS DEL DISEÑO PRELIMINAR, SEGÚN EL ASCE/SEI 7.....	125
<b>FIGURA D-19:</b> COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO PARA EL AISLADOR LL060G4-C PARA LOS DATOS OBTENIDOS DEL DISEÑO PRELIMINAR, SEGÚN EL ASCE/SEI 7.....	125
<b>FIGURA D-20:</b> DESPLAZAMIENTOS EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO, DEL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN $X$ , PARA EL MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE, PARA EL LÍMITE SUPERIOR.....	126
<b>FIGURA D-21:</b> DESPLAZAMIENTOS EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO, DEL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN $Y$ , PARA EL MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE, PARA EL LÍMITE SUPERIOR.....	127
<b>FIGURA D-22:</b> DESPLAZAMIENTOS EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO, DEL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN $X$ , PARA EL MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE, PARA EL LÍMITE INFERIOR.....	127
<b>FIGURA D-23:</b> DESPLAZAMIENTOS EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO, DEL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN $Y$ , PARA EL MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE, PARA EL LÍMITE INFERIOR.....	128
<b>FIGURA D-24:</b> DISTORSIÓN ANGULAR MÁXIMA EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO, DEL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN $X$ , PARA EL MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE, PARA EL LÍMITE SUPERIOR. ....	128
<b>FIGURA D-25:</b> DISTORSIÓN ANGULAR MÁXIMA EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO, DEL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN $Y$ , PARA EL MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE, PARA EL LÍMITE SUPERIOR. ....	129
<b>FIGURA D-26:</b> DISTORSIÓN ANGULAR MÁXIMA EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO, DEL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN $X$ , PARA EL MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE, PARA EL LÍMITE INFERIOR. ....	129
<b>FIGURA D-27:</b> DISTORSIÓN ANGULAR MÁXIMA EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO, DEL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN $Y$ , PARA EL MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE, PARA EL LÍMITE INFERIOR. ....	130
<b>FIGURA D-28:</b> ACELERACIONES EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO, DEL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN $X$ , PARA EL MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE, PARA EL LÍMITE SUPERIOR.....	130
<b>FIGURA D-29:</b> ACELERACIONES EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO, DEL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN $Y$ , PARA EL MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE, PARA EL LÍMITE SUPERIOR.....	131
<b>FIGURA D-30:</b> ACELERACIONES EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO, DEL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN $X$ , PARA EL MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE, PARA EL LÍMITE INFERIOR.....	131
<b>FIGURA D-31:</b> ACELERACIONES EN CENTROS DE MASA DE DIAFRAGMAS DE PISO, DEL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN $Y$ , PARA EL MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE, PARA EL LÍMITE INFERIOR.....	132
<b>FIGURA D-32:</b> COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO TÍPICO DE LOS AISLADORES TIPO HL060X4R DE LOS ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN $X$ , PARA EL MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE, PARA EL LÍMITE SUPERIOR. ....	132
<b>FIGURA D-33:</b> COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO TÍPICO DE LOS AISLADORES TIPO HL060X4R DE LOS ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN $Y$ , PARA EL MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE, PARA EL LÍMITE SUPERIOR. ....	133
<b>FIGURA D-34:</b> COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO TÍPICO DE LOS AISLADORES TIPO HL060X4R DE LOS ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN $X$ , PARA EL MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE, PARA EL LÍMITE INFERIOR. ....	133

<b>FIGURA D-35:</b> COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO TÍPICO DE LOS AISLADORES TIPO HL060X4R DE LOS ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN <i>Y</i> , PARA EL MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE, PARA EL LÍMITE INFERIOR. ....	133
<b>FIGURA D-36:</b> COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO TÍPICO DE LOS AISLADORES TIPO LL060G4-C DE LOS ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN <i>X</i> , PARA EL MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE, PARA EL LÍMITE SUPERIOR. ....	134
<b>FIGURA D-37:</b> COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO TÍPICO DE LOS AISLADORES TIPO LL060G4-C DE LOS ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN <i>Y</i> , PARA EL MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE, PARA EL LÍMITE SUPERIOR. ....	134
<b>FIGURA D-38:</b> COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO TÍPICO DE LOS AISLADORES TIPO LL060G4-C DE LOS ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN <i>X</i> , PARA EL MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE, PARA EL LÍMITE INFERIOR. ....	134
<b>FIGURA D-39:</b> COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO TÍPICO DE LOS AISLADORES TIPO LL060G4-C DE LOS ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA EN LA DIRECCIÓN <i>Y</i> , PARA EL MODELO CON AISLAMIENTO EN LA BASE, PARA EL LÍMITE INFERIOR. ....	135
<b>FIGURA D-40:</b> RESULTADO DEL ESTUDIO IDA TOMANDO EN CUENTA LA DEFORMACIÓN POR CORTE MÁXIMA HASTA OBTENER POR LO MENOS 7 CURVAS ALCANZANDO LA DEFORMACIÓN POR CORTE MÁXIMA DE 350 POR CIENTO (0.57 METROS), PARA EL MODELO CON BASE AISLADA. ....	140
<b>FIGURA E-1:</b> CONSIDERACIÓN DE PISOS VULNERABLES A TOMAR EN CUENTA EN EL <i>PACT</i> . SUPERIOR, MODELO CON BASE FIJA; INFERIOR, MODELO CON BASE AISLADA. ....	144
<b>FIGURA E-2:</b> MODELO DE POBLACIÓN UTILIZADO. A LA IZQUIERDA, DÍAS DE LA SEMANA; A LA DERECHA, FINES DE SEMANA. ....	145
<b>FIGURA E-3:</b> CURVA COSTO DE REPARACIÓN, PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	150
<b>FIGURA E-4:</b> GRÁFICO DE BARRAS DE PARTIDAS INCIDENTES EN EL COSTO DE REPARACIÓN, PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	150
<b>FIGURA E-5:</b> ACUMULADO DE PARTIDAS INCIDENTES EN EL COSTO DE REPARACIÓN, PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	151
<b>FIGURA E-6:</b> CURVA TIEMPO DE REPARACIÓN, PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	151
<b>FIGURA E-7:</b> GRÁFICO DE BARRAS DE PARTIDAS INCIDENTES EN EL TIEMPO DE REPARACIÓN, PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	151
<b>FIGURA E-8:</b> ACUMULADO DE PARTIDAS INCIDENTES EN EL TIEMPO DE REPARACIÓN, PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	152
<b>FIGURA E-9:</b> CURVAS DE FATALIDADES Y HERIDOS, PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	152
<b>FIGURA E-10:</b> GRÁFICO DE BARRAS DE PARTIDAS INCIDENTES EN EL NÚMERO DE FATALIDADES Y HERIDOS, PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	152
<b>FIGURA E-11:</b> ACUMULADO DE PARTIDAS INCIDENTES EN EL NÚMERO DE FATALIDADES, PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	153
<b>FIGURA E-12:</b> ACUMULADO DE PARTIDAS INCIDENTES EN EL NÚMERO DE HERIDOS, PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	153
<b>FIGURA E-13:</b> GRÁFICO DE BARRAS PARA LA VARIABLE CARTELES DE SEGURIDAD, PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	153
<b>FIGURA E-14:</b> CURVA COSTO DE REPARACIÓN, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA (LÍMITE SUPERIOR). ....	154
<b>FIGURA E-15:</b> GRÁFICO DE BARRAS DE PARTIDAS INCIDENTES EN EL COSTO DE REPARACIÓN, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA (LÍMITE SUPERIOR). ....	154
<b>FIGURA E-16:</b> ACUMULADO DE PARTIDAS INCIDENTES EN EL COSTO DE REPARACIÓN, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA (LÍMITE SUPERIOR). ....	155
<b>FIGURA E-17:</b> CURVA TIEMPO DE REPARACIÓN, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA (LÍMITE SUPERIOR). ....	155
<b>FIGURA E-18:</b> GRÁFICO DE BARRAS DE PARTIDAS INCIDENTES EN EL TIEMPO DE REPARACIÓN, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA (LÍMITE SUPERIOR). ....	155
<b>FIGURA E-19:</b> ACUMULADO DE PARTIDAS INCIDENTES EN EL TIEMPO DE REPARACIÓN, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA (LÍMITE SUPERIOR). ....	156

<b>FIGURA E-20:</b> CURVAS DE FATALIDADES Y HERIDOS, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA (LÍMITE SUPERIOR).	156
<b>FIGURA E-21:</b> GRÁFICO DE BARRAS DE PARTIDAS INCIDENTES EN EL NÚMERO DE FATALIDADES Y HERIDOS, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA (LÍMITE SUPERIOR).	156
<b>FIGURA E-22:</b> ACUMULADO DE PARTIDAS INCIDENTES EN EL NÚMERO DE FATALIDADES, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA (LÍMITE SUPERIOR).	157
<b>FIGURA E-23:</b> ACUMULADO DE PARTIDAS INCIDENTES EN EL NÚMERO DE HERIDOS, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA (LÍMITE SUPERIOR).	157
<b>FIGURA E-24:</b> GRÁFICO DE BARRAS PARA LA VARIABLE CARTELES DE SEGURIDAD, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA (LÍMITE SUPERIOR).	157
<b>FIGURA E-25:</b> CURVA COSTO DE REPARACIÓN, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA (LÍMITE INFERIOR).	158
<b>FIGURA E-26:</b> GRÁFICO DE BARRAS DE PARTIDAS INCIDENTES EN EL COSTO DE REPARACIÓN, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA (LÍMITE INFERIOR).	158
<b>FIGURA E-27:</b> ACUMULADO DE PARTIDAS INCIDENTES EN EL COSTO DE REPARACIÓN, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA (LÍMITE INFERIOR).	158
<b>FIGURA E-28:</b> CURVA TIEMPO DE REPARACIÓN, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA (LÍMITE INFERIOR).	159
<b>FIGURA E-29:</b> GRÁFICO DE BARRAS DE PARTIDAS INCIDENTES EN EL TIEMPO DE REPARACIÓN, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA (LÍMITE INFERIOR).	159
<b>FIGURA E-30:</b> ACUMULADO DE PARTIDAS INCIDENTES EN EL TIEMPO DE REPARACIÓN, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA (LÍMITE INFERIOR).	159
<b>FIGURA E-31:</b> CURVAS DE FATALIDADES Y HERIDOS, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA (LÍMITE INFERIOR).	160
<b>FIGURA E-32:</b> GRÁFICO DE BARRAS DE PARTIDAS INCIDENTES EN EL NÚMERO DE FATALIDADES Y HERIDOS, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA (LÍMITE INFERIOR).	160
<b>FIGURA E-33:</b> ACUMULADO DE PARTIDAS INCIDENTES EN EL NÚMERO DE FATALIDADES, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA (LÍMITE INFERIOR).	160
<b>FIGURA E-34:</b> ACUMULADO DE PARTIDAS INCIDENTES EN EL NÚMERO DE HERIDOS, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA (LÍMITE INFERIOR).	161
<b>FIGURA E-35:</b> GRÁFICO DE BARRAS PARA LA VARIABLE CARTELES DE SEGURIDAD, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA (LÍMITE INFERIOR).	161

## Índice de Tablas

<b>TABLA 3-1:</b> ACELERACIONES ESPECTRALES EN (G) PARA LOS ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME EN TÉRMINOS DE RESPUESTA ESPECTRAL PARA EL 5 POR CIENTO DE AMORTIGUAMIENTO, PARA LA CIUDAD DE LIMA Y RELACIONES ENTRE LOS MISMOS. ....	18
<b>TABLA 3-2:</b> RESUMEN DE LAS ACELERACIONES OBTENIDAS PARA UN OBJETIVO DE RIESGO DE COLAPSO PARA EL 1%/50 AÑOS, REPRESENTANDO LA RESPUESTA MÁXIMA. ....	35
<b>TABLA 4-1:</b> LISTADO DE LOS 14 MOVIMIENTOS DEL TERRENO A UTILIZAR EN LOS ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA. ....	39
<b>TABLA 4-2:</b> PARÁMETROS DE DEMANDA INGENIERIL PROMEDIO PARA CADA NIVEL DEL EDIFICIO CON BASE FIJA, OBTENIDOS POR EL ANÁLISIS HISTORIA DE RESPUESTA NO LINEAL PARA EL SISMO CONSIDERADO MÁXIMO. ....	42
<b>TABLA 4-3:</b> RESUMEN DE LOS PARÁMETROS DE DEMANDA INGENIERIL OBTENIDOS PARA EL EDIFICIO CON BASE FIJA. LOS RESULTADOS REFLEJAN LA DEMANDA DEL SISMO CONSIDERADO MÁXIMO. ....	44
<b>TABLA 4-4:</b> PARÁMETROS DE DEMANDA INGENIERIL PROMEDIO PARA CADA NIVEL DEL EDIFICIO CON AISLAMIENTO EN LA BASE, LÍMITE SUPERIOR PARA EL SISMO CONSIDERADO MÁXIMO. ....	47
<b>TABLA 4-5:</b> PARÁMETROS DE DEMANDA INGENIERIL PROMEDIO PARA CADA NIVEL DEL EDIFICIO CON AISLAMIENTO EN LA BASE, LÍMITE INFERIOR PARA EL SISMO CONSIDERADO MÁXIMO. ....	47
<b>TABLA 4-3:</b> RESUMEN DE LOS PARÁMETROS DE DEMANDA INGENIERIL OBTENIDOS PARA EL EDIFICIO CON AISLAMIENTO EN LA BASE. LOS RESULTADOS REFLEJAN LA DEMANDA DEL SISMO CONSIDERADO MÁXIMO. ....	50
<b>TABLA 4-7:</b> MATRIZ DE PARÁMETROS DE DEMANDA, $X$ , PARA EL MODELO DEL EDIFICIO CON BASE FIJA, RESULTADOS EN LA DIRECCIÓN $x$ . ....	54
<b>TABLA 4-8:</b> MATRIZ DE LOS LOGARITMOS NATURALES, $Y$ , DE LOS PARÁMETROS DE DEMANDA, PARA EL MODELO DEL EDIFICIO CON BASE FIJA, RESULTADOS EN LA DIRECCIÓN $x$ . ....	54
<b>TABLA 4-9:</b> MATRIZ COVARIANZAS, $\Sigma YY$ , DE LOS PARÁMETROS DE DEMANDA, PARA EL MODELO DEL EDIFICIO CON BASE FIJA, RESULTADOS EN LA DIRECCIÓN $x$ . ....	54
<b>TABLA 4-10:</b> MATRIZ DIAGONAL, $DY$ , DE LA RAÍZ CUADRADA DE LOS EIGENVALORES DE $\Sigma YY$ , PARA EL MODELO DEL EDIFICIO CON BASE FIJA, RESULTADOS EN LA DIRECCIÓN $x$ . ....	55
<b>TABLA 4-11:</b> MATRIZ $LY$ PARA EL EJEMPLO, PARA EL MODELO DEL EDIFICIO CON BASE FIJA, RESULTADOS EN LA DIRECCIÓN $x$ . ....	55
<b>TABLA 4-12:</b> MATRIZ DE LOS PARÁMETROS DE DEMANDA SIMULADOS, $W$ , SE INDICAN LOS 10 PRIMEROS VECTORES DE LOS 10000, PARA EL MODELO DEL EDIFICIO CON BASE FIJA, RESULTADOS EN LA DIRECCIÓN $x$ . ....	55
<b>TABLA 4-13:</b> RELACIÓN DE LOS LOGARITMOS MEDIOS DE LOS SIMULADOS A LOS ORIGINALES, PARA EL MODELO DEL EDIFICIO CON BASE FIJA, RESULTADOS EN LA DIRECCIÓN $x$ . ....	55
<b>TABLA 4-14:</b> RELACIÓN DE ENTRADA EN LAS MATRICES $\Sigma YY$ SIMULADA Y ORIGINAL, PARA EL MODELO DEL EDIFICIO CON BASE FIJA, RESULTADOS EN LA DIRECCIÓN $x$ . ....	56
<b>TABLA 4-15:</b> ESTADOS DE DAÑO PARA LA RELACIÓN DE DERIVA RESIDUAL DE PISO. TOMADA DEL FEMA (2012). ....	61
<b>TABLA 4-16:</b> CÁLCULO DE LA DERIVA RESIDUAL PARA EL MODELO DEL EDIFICIO CON BASE FIJA EN EL SEXTO PISO. ....	61
<b>TABLA 4-17:</b> CÁLCULO DE LA DERIVA RESIDUAL PARA EL MODELO DEL EDIFICIO CON BASE AISLADA EN EL SEXTO PISO, LÍMITE SUPERIOR. ....	61
<b>TABLA 4-18:</b> DERIVAS RESIDUALES ASUMIDAS PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	62
<b>TABLA 4-19:</b> DERIVAS RESIDUALES ASUMIDAS PARA EL MODELO CON BASE AISLADA, PARA EL LÍMITE SUPERIOR. ....	62
<b>TABLA 4-20:</b> DERIVAS RESIDUALES ASUMIDAS PARA EL MODELO CON BASE AISLADA, PARA EL LÍMITE INFERIOR. ....	62



<b>TABLA 5-1:</b> MODOS DE COLAPSO, RELACIONES DE COLAPSO DE ÁREAS DE PISO, Y PROBABILIDADES DE FATALIDADES Y HERIDOS GRAVES. ....	67
<b>TABLA 6-1:</b> RESULTADOS PARA EL COSTO DE REPARACIÓN: TOTALES Y DESAGREGADOS POR FRAGILIDAD EN EL SISTEMA. ....	79
<b>TABLA 6-2:</b> RESULTADOS PARA EL TIEMPO DE REPARACIÓN. ....	79
<b>TABLA 6-3:</b> RESULTADOS PARA EL NÚMERO DE FATALIDADES (MUERTOS), TOTALES Y DESAGREGADOS POR FRAGILIDAD EN EL SISTEMA. ....	79
<b>TABLA 6-4:</b> RESULTADOS PARA EL NÚMERO DE FATALIDADES (HERIDOS), TOTALES Y DESAGREGADOS POR FRAGILIDAD EN EL SISTEMA. ....	80
<b>TABLA 6-5:</b> RESULTADOS PARA CARTELES DE SEGURIDAD: DESAGREGADOS POR FRAGILIDAD EN EL SISTEMA. ....	80
<b>TABLA A-1:</b> PARÁMETROS SISMOLÓGICOS DE LAS FUENTES SISMOGÉNICAS. TOMADA DE TAVERA, Y OTROS (2014). ....	89
<b>TABLA A-2:</b> VALORES DE ACELERACIONES ESPERADAS (PGA) PARA LAS CAPITALES DE DEPARTAMENTO DE PERÚ, REPRESENTANDO LAS MEDIAS GEOMÉTRICAS SIN ROTAR (GEOMEAN). TOMADA DE TAVERA, Y OTROS (2014) Y DEL PRESENTE ESTUDIO. ....	90
<b>TABLA A-3:</b> VALORES DE MÁXIMAS ACELERACIONES ESPERADAS (PGA, PARA PERIODOS DE $T = 0$ SEGUNDOS) PARA LAS CAPITALES DE DEPARTAMENTO DE PERÚ, REPRESENTANDO LAS MEDIAS GEOMÉTRICAS SIN ROTAR (GEOMEAN). ....	91
<b>TABLA A-4:</b> VALORES DE MÁXIMAS ACELERACIONES ESPERADAS ( $S_s$ , PARA PERIODOS CORTOS, $T = 0.2$ SEGUNDOS) PARA LAS CAPITALES DE DEPARTAMENTO DE PERÚ, REPRESENTANDO LAS MEDIAS GEOMÉTRICAS SIN ROTAR (GEOMEAN). ....	91
<b>TABLA A-5:</b> VALORES DE MÁXIMAS ACELERACIONES ESPERADAS ( $S_1$ , PARA PERIODOS LARGOS, $T = 1.0$ SEGUNDOS) PARA LAS CAPITALES DE DEPARTAMENTO DE PERÚ, REPRESENTANDO LAS MEDIAS GEOMÉTRICAS SIN ROTAR (GEOMEAN). ....	92
<b>TABLA B-1:</b> REGISTROS USADOS ÚTILES DESCARGADOS DE LA RED ACELEROGRÁFICA DEL CISMID. ....	95
<b>TABLA B-2:</b> REGISTROS USADOS ÚTILES DESCARGADOS DE LA RED ACELEROGRÁFICA DEL CISMID (CONTINUACIÓN). ....	96
<b>TABLA D-1:</b> PRIMEROS 12 PERIODOS MODALES DE LOS 250 CALCULADOS Y FACTORES DE PARTICIPACIÓN DE MASA MODAL, PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	113
<b>TABLA D-2:</b> RESUMEN DE PROPIEDADES OBTENIDAS PARA CADA TIPO DE AISLADOR UTILIZADO, DEL ANÁLISIS PRELIMINAR. ....	121
<b>TABLA D-3:</b> RESUMEN DEL CÁLCULO PRELIMINAR DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO. ....	121
<b>TABLA D-4:</b> RESUMEN DE DESPLAZAMIENTOS Y DEFORMACIONES POR CORTE EN LOS AISLADORES, PARA EL LÍMITE SUPERIOR. ....	136
<b>TABLA D-5:</b> RESUMEN DE DESPLAZAMIENTOS Y DEFORMACIONES POR CORTE EN LOS AISLADORES, PARA EL LÍMITE INFERIOR. ....	137
<b>TABLA D-6:</b> RESUMEN DEL LEVANTAMIENTO EN LOS AISLADORES, PROPIEDADES LÍMITE SUPERIOR. ....	138
<b>TABLA D-7:</b> RESUMEN DEL LEVANTAMIENTO EN LOS AISLADORES, PROPIEDADES LÍMITE INFERIOR. ....	139
<b>TABLA D-8:</b> MATRIZ DE PARÁMETROS DE DEMANDA PARA EL MODELO DEL EDIFICIO CON BASE FIJA, RESULTADOS EN LA DIRECCIÓN $x$ . ....	140
<b>TABLA D-9:</b> MATRIZ DE PARÁMETROS DE DEMANDA PARA EL MODELO DEL EDIFICIO CON BASE FIJA, RESULTADOS EN LA DIRECCIÓN $y$ . ....	141
<b>TABLA D-10:</b> MATRIZ DE PARÁMETROS DE DEMANDA PARA EL MODELO DEL EDIFICIO CON BASE AISLADA Y LÍMITE SUPERIOR, RESULTADOS EN LA DIRECCIÓN $x$ . ....	141
<b>TABLA D-11:</b> MATRIZ DE PARÁMETROS DE DEMANDA PARA EL MODELO DEL EDIFICIO CON BASE AISLADA Y LÍMITE SUPERIOR, RESULTADOS EN LA DIRECCIÓN $y$ . ....	141
<b>TABLA D-12:</b> MATRIZ DE PARÁMETROS DE DEMANDA PARA EL MODELO DEL EDIFICIO CON BASE AISLADA Y LÍMITE INFERIOR, RESULTADOS EN LA DIRECCIÓN $x$ . ....	142
<b>TABLA D-13:</b> MATRIZ DE PARÁMETROS DE DEMANDA PARA EL MODELO DEL EDIFICIO CON BASE AISLADA Y LÍMITE INFERIOR, RESULTADOS EN LA DIRECCIÓN $y$ . ....	142

<b>TABLA E-1:</b> CANTIDADES DE GRUPOS DE DESEMPEÑO PARA ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO (PÓRTICOS), PARA EL QUINTO Y SEXTO PISO, PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	146
<b>TABLA E-2:</b> CANTIDADES DE GRUPOS DE DESEMPEÑO PARA ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO (PÓRTICOS), DESDE EL PRIMER HASTA EL CUARTO PISO, PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	146
<b>TABLA E-3:</b> CANTIDADES DE GRUPOS DE DESEMPEÑO PARA ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO (PÓRTICOS), PARA EL QUINTO Y SEXTO PISO, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA. ....	146
<b>TABLA E-4:</b> CANTIDADES DE GRUPOS DE DESEMPEÑO PARA ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO (PÓRTICOS), DESDE EL PRIMER HASTA EL CUARTO PISO, PARA EL MODELO CON BASE AISLADA. ....	146
<b>TABLA E-5:</b> CANTIDADES DE GRUPOS DE DESEMPEÑO PARA ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO (MUROS), DESDE EL PRIMER HASTA EL SEXTO PISO, PARA EL MODELO CON BASE FIJA. ....	147
<b>TABLA E-6:</b> CANTIDADES DE GRUPOS DE DESEMPEÑO PARA ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, DESDE EL PRIMER HASTA EL CUARTO PISO. ....	148
<b>TABLA E-7:</b> CANTIDADES DE GRUPOS DE DESEMPEÑO PARA ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, PARA EL QUINTO PISO. ....	148
<b>TABLA E-8:</b> CANTIDADES DE GRUPOS DE DESEMPEÑO PARA ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, PARA EL SEXTO PISO. ....	148
<b>TABLA E-9:</b> CANTIDADES DE GRUPOS DE DESEMPEÑO PARA ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, PARA EL TECHO. .....	148
<b>TABLA E-10:</b> RESUMEN DE GRUPOS DE DESEMPEÑO UTILIZADOS. ....	149

# **1. Introducción**

## **1.1. Antecedentes**

El análisis sísmico de una estructura conlleva la consideración de incertidumbres, tanto para la demanda como para la capacidad, por tanto, es necesario estudiar el desempeño estructural ante efectos sísmicos con criterios probabilísticos. A lo largo de los últimos años, instituciones como la Federal Emergency Management Agency (FEMA) y la Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), vienen planteando y promoviendo metodologías probabilísticas, dentro del marco conceptual de la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño (PBEE), que permitan la obtención del desempeño probable de una estructura por medio de etapas secuenciales de análisis y la inclusión de las incertidumbres (peligro, estructural, daño y pérdidas), que permitan obtener variables continuas a usar en la toma de decisión.

La Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño no sólo busca cumplir con límites de desplazamiento y resistencia, como la mayoría de códigos de diseño actuales, sino permite que el diseñador y la parte interesada puedan evaluar y seleccionar el nivel de desempeño deseado para una estructura, tomando en cuenta tanto los elementos estructurales como los no estructurales. El incluir a la parte interesada hace que la medida del desempeño, o variable de decisión, no sea sólo un parámetro ingenieril (desplazamientos, rotaciones, derivas de entrepiso, etc.), sino medidas como el costo de reparación, periodo de inactividad de la instalación, y número de fatalidades, por ejemplo. El evaluar estas nuevas medidas de desempeño es el objetivo principal de la segunda generación de la PBEE.

En el presente trabajo se busca implementar la metodología de la PEER-PBEE, recogida en el FEMA P-58 (FEMA, 2012), para la evaluación de un edificio de seis niveles ubicado en la ciudad de Lima (ciudad con alta peligrosidad sísmica). El edificio se plantea por medio de dos soluciones, la primera considerando una configuración convencional con base fija y la segunda por medio de un sistema de aislamiento en la base. No se busca hacer un análisis exhaustivo y comprobatorio de la teoría probabilística del procedimiento indicado en el FEMA P-58, sino se busca seguir el proceso para primero obtener los parámetros de demanda iniciales que nos conducirá, por medio de un

procedimiento Monte Carlo, a encontrar un gran número de sets de demanda, y posteriormente, para cada set de demanda, se evaluará el daño que nos permitirá obtener las pérdidas probables. Estos resultados se representarán por medio de funciones que relacionen intensidades o probabilidades versus variables de demanda.

## **1.2. Objetivo Principal**

Evaluar el desempeño sísmico de un edificio localizado en la ciudad de Lima utilizando la metodología presentada en el FEMA P-58 “Seismic Performance Assessment of Building”.

## **1.3. Objetivos Específicos**

1. Revisar la metodología desarrollada en el FEMA P-58 “Seismic Performance Assessment of Building” y los conceptos del enfoque probabilístico de la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño según el PEER-PBEE.
2. Determinar la peligrosidad sísmica en la ciudad de Lima, para su aplicación en el análisis de peligrosidad del FEMA P-58.
3. Desarrollar el análisis sísmico (por procedimientos lineales elásticos y análisis historia de respuesta) y el diseño de los elementos estructurales del edificio para las dos alternativas: edificio con base fija y edificio con aislamiento en la base, tomando en cuenta los parámetros necesarios para la implementación del análisis estructural del FEMA P-58.
4. Determinar la curva de fragilidad de colapso para el edificio, para las dos alternativas: edificio con base fija y edificio con aislamiento en la base.
5. Evaluar el desempeño del edificio, basada en la intensidad, de acuerdo a la metodología del FEMA P-58: análisis de daño y análisis de pérdidas, mediante la herramienta *PACT*.
6. Comparar el desempeño obtenido tanto para el edificio con base fija como para el edificio con aislamiento en la base.

## **1.4. Contenido**

En el Capítulo 02, se presenta una revisión de la metodología del PEER-PBEE y del FEMA P-58, necesaria para comprender el enfoque probabilístico utilizado, realizando un resumen sobre el concepto de probabilidad total.

En el Capítulo 03, se define la peligrosidad sísmica para la ciudad de Lima con la finalidad de obtener valores de aceleración para periodos cortos (0.2 segundos) y periodos largos (1.0 segundos), que definan un espectro de aceleraciones con un objetivo de riesgo de colapso uniforme.

En el Capítulo 04, se obtienen parámetros de demanda ingenieriles por medio de un análisis historia de respuesta utilizando 14 registros de movimientos del terreno debidamente ajustados y escalados, se calcula la deriva residual y luego se da un ejemplo sobre cómo el FEMA P-58 realiza una simulación por el procedimiento Monte Carlo para la obtención de un gran número de realizaciones.

En el Capítulo 05, se obtienen las funciones de fragilidad de colapso para los dos sistemas estructurales planteados, para ello se indica el proceso realizado por medio de un análisis dinámico incremental y también mediante el enfoque simplificado basado en el juicio o criterio ingenieril.

En el Capítulo 06, se usa la herramienta PACT (incluida en el FEMA P-58) para obtener la demanda sísmica del edificio (obtención de funciones de pérdida). La evaluación del desempeño se realizó basada en la intensidad. Luego se realiza la comparación de los resultados obtenidos para los dos sistemas estructurales utilizados.

## 2. Aspectos Generales

La filosofía de diseño de la Ingeniería Sísmica Convencional busca evitar o prevenir el daño en elementos estructurales y no estructurales, así como prevenir el colapso total o parcial ante eventos sísmicos de baja, mediana y elevada intensidad. El cumplimiento del diseño basado en la filosofía convencional no significa que la cantidad de daño, pérdidas económicas debidas a la inactividad, o el costo de reparación se mantengan en valores mínimos aceptables, tal como se comprobó luego del terremoto de Northridge en 1994 y de Kobe en 1995 donde se tuvieron como resultados valores muy elevados de las pérdidas, esto trajo como resultado la necesidad de plantear un marco conceptual de diseño que se conoce como la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño (Performance-Based Earthquake Engineering, PBEE). En la primera generación de la PBEE (reportes como el de Vision 2000, FEMA 273/274, FEMA 356/357, ATC-40) se planteó una matriz de desempeño, que relaciona niveles de desempeño (completamente operacional, operacional, seguridad de vida, y prevención del colapso) con niveles de peligrosidad o amenaza (frecuente, ocasional, raro y muy raro). El nivel de desempeño está dado tanto por los elementos estructurales como no estructurales. De dicha matriz, con desempeños discretos, tanto el diseñador como la parte interesada pueden seleccionar la combinación adecuada para el proyecto (uno o varios objetivos de desempeño, básicos o mejorados). Para el alcanzar un objetivo de desempeño se deben de cumplir con criterios de aceptabilidad tanto globales (relación de deriva de entrepiso) como locales (deformación y fuerza en los componentes y elementos), los cuales se verifican por medio de análisis lineales y/o no lineales. Estos criterios de aceptabilidad se evalúan de forma determinista. Conscientes de las deficiencias de la primera generación de la PBEE, la Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) desarrolló una metodología más robusta basada en conceptos probabilísticos, esta nueva metodología establece el cálculo explícito de medidas de desempeño del sistema en términos de interés de las partes interesadas, como son pérdidas monetarias, inactividad, víctimas y heridos (Günay y Mosalam, 2012). Otro planteamiento importante de la PBEE es el no utilizar el coeficiente sísmico de modificación de respuesta, factor  $R$ , ya que su origen es empírico y muchas veces sólo basado en la experiencia, su uso da como resultado el considerar el comportamiento de una estructura como elasto-plástico-perfecto y

por ende no refleja la capacidad real (curva pushover, curva de capacidad, envolvente fuerza-deformación, o comportamiento histerético).

La PBEE busca reemplazar enfoques como el diseño de Factores de Carga y Resistencia (LRFD). El LRFD asegura el desempeño en términos de probabilidad de falla de componentes estructurales individuales (con algunos conceptos como el diseño por capacidad y requerimientos como el de columna fuerte – viga débil), mientras la PBEE intenta abordar el desempeño a nivel del sistema en términos de riesgo de colapso, fatalidades, costos de reparación (Porter, 2003). Necesariamente se tienen que utilizar enfoques tipo el LRFD que nos permitan obtener un planteamiento estructural preliminar (dimensionado y detallado) basado en análisis lineales elásticos sencillos y utilizando combinaciones de diseño, y que posteriormente nos permita realizar un análisis definitivo (por medio de herramientas avanzadas como los análisis no lineales) que nos sirva para obtener parámetros de demanda a incluir en el procedimiento probabilista que plantea la PBEE.

El proceso de diseño típico de un edificio no está basado en desempeño. En el proceso típico, los profesionales de diseño seleccionan, proporcionan y detallan los componentes del edificio para satisfacer criterios prescriptivos contenidos dentro del código de diseño. Muchos de estos criterios fueron desarrollados con la intención de proporcionar algún nivel de desempeño sísmico; sin embargo, el desempeño buscado a menudo no es obvio, y la habilidad real de los diseños resultantes para proporcionar el desempeño deseado raramente se evalúa o se entiende (FEMA, 2012).

La mejora y avances en la ingeniería sísmica para poder evaluar la resistencia sísmica ha mejorado en las últimas décadas, trayendo como consecuencia el control efectivo del colapso y fatalidades inducidas por los terremotos, pero las pérdidas económicas aún son muy elevadas (Zeng y otros, 2016).

De acuerdo al FEMA P-58 (FEMA, 2012), la Federal Emergency Management Agency (FEMA) inició, junto con el Applied Technology Council (ATC), los proyectos ATC-58 y ATC-58-1 con la finalidad de actualizar el FEMA 349 “Action Plan for Performance Based Seismic Design” (preparado por el Earthquake Engineering Research Institute para el FEMA en 2000), y publicar el FEMA 445 “Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines el 2006. Los objetivos de los proyectos ATC-58 y ATC-58-1 fueron principalmente: (01) revisar los niveles discretos de

desempeño y crear nuevas medidas de desempeño que mejor relacionen la toma de decisión, (02) crear procedimientos para estimar estas nuevas medidas de desempeño, (03) expandir los procedimientos a elementos no estructurales, y (04) modificar los procedimientos estructurales actuales para evaluar el desempeño basado en parámetros de respuesta global ya que la respuesta de los componentes individuales no necesariamente controlan la predicción del desempeño estructural total. Como resultado de estos proyectos se tiene el FEMA P-58 “Seismic Performance Assessment of Buildings, Methodology and Implementation”, que está organizado en cuatro volúmenes (descripción de la metodología base, directrices para su implementación, soporte de materiales electrónicos, e información técnica básica).

La metodología del FEMA P-58 está limitada a las consecuencias del fenómeno sísmico en el entorno del edificio ocupado, no toma en cuenta el daño de instalaciones que proporcionan servicios al edificio que están fuera de dicho entorno. La evaluación de otros impactos significativos como el fuego en el edificio o liberación de materiales peligrosos están fuera del propósito del FEMA P-58, pero es posible su implementación siguiendo la metodología. Por ejemplo, en el reporte técnico “Performance Assessment of Conventional and Base-Isolated Nuclear Plants for Earthquake and Blast Loading” (Huang y otros, 2008) se plantea la metodología del FEMA P-58 para mejorar el método Zion que se utiliza para la evaluación de Plantas Nucleares, usando curvas de fragilidad definidas en parámetros de respuesta estructural en lugar de parámetros del movimiento del terreno. Los efectos sísmicos producen también rupturas de la falla del terreno, deslizamientos, licuefacción, seiches y tsunamis, los cuales se puede adaptar según el FEMA P-58.

El Hazus es también una metodología que contiene modelos para la estimación potencial de pérdidas a partir de terremotos, inundaciones y huracanes. Las pérdidas potenciales estimadas analizadas por el Hazus incluyen el daño físico, pérdidas económicas e impactos sociales. El Hazus es actualmente uno de los métodos mayormente usados para la predicción de pérdidas por terremotos, calcula la respuesta del edificio usando el método del espectro de capacidad, y los edificios son tratados como sistemas de un solo grado de libertad (SDOF) sometidos a cargas estáticas incrementales (análisis pushover). Por lo tanto, se pueden destacar tres limitaciones del Hazus: (01) al estar basado en modelos SDOF para la obtención del desplazamiento objetivo (punto de desempeño),



no puede diferenciar la respuesta en diferentes pisos, las pérdidas financieras pueden variar de forma significativa en los diferentes pisos, y por ende el Hazus no predice de forma precisa las pérdidas económicas; (02) los componentes no estructurales se evalúan de una forma general, por tanto, las pérdidas financieras de los componentes no estructurales no pueden ser caracterizados usando el Hazus; y (03) la influencia de las características del movimiento del terreno (como los pulsos de velocidad en campo-cercano) no pueden ser caracterizadas (Zeng y otros, 2016). El proyecto Hazus también es administrado y mantenido por el FEMA.

## **2.1. Metodología PEER-PBEE y el Teorema de Probabilidad Total**

La metodología del PEER-PBEE, de enfoque probabilista para calcular las medidas de desempeño del sistema, consta de cuatro análisis sucesivos: (01) el análisis de peligrosidad, se define la amenaza sísmica considerando la ubicación de fallas, las tasas de recurrencia y los niveles de atenuación, considerando la incertidumbre en cada caso; (02) el análisis estructural, para obtener la respuesta de la estructura considerando la incertidumbre, por ejemplo, en las propiedades del material o el amortiguamiento; (03) el análisis del daño, para definir el nivel de daño al cual corresponde la respuesta de la estructura, tomando la incertidumbre en el patrón e historia de la respuesta estructural; y (04) el análisis de las pérdidas, para determinar la cantidad de pérdida económica correspondiente al nivel de daño así como las fatalidades y estado de la estructura, la incertidumbre se considera en la distribución del daño a lo largo de la estructura (tal como la variación de los componentes resultantes en el mismo nivel de daño), y en valores económicos como el mercado de precios. Debido a las incertidumbres presentes en cada análisis el desempeño de una estructura no puede definirse por un solo valor, sino por varios valores de diferentes probabilidades. En la metodología PEER-PBEE se combinan estas probabilidades de una forma consistente usando el teorema de la probabilidad total (Günay y Mosalam, 2012).

Según lo explica Kunnath (2006), el teorema de la probabilidad total queda representado, para los eventos  $A, E_1, E_2, \dots, E_N$ , por la ecuación (1.1),

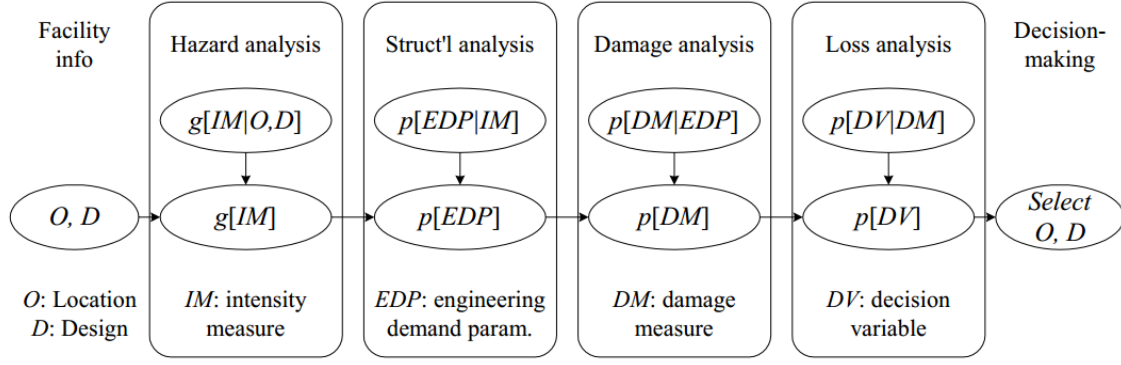
$$P(A) = \sum_{i=1}^N P(A/E_i)P(E_i) \quad (1.1)$$

donde,  $E_i$  representa una colección de eventos mutuamente exclusivos y colectivamente exhaustivos, esto significa que ninguno de los eventos  $E_i$  puede esperarse de forma simultánea, y la probabilidad de su unión es igual a 1.0. El conocer las probabilidades condicionales  $P(A/E_i)$  y las probabilidades individuales  $P(E_i)$  permite el cálculo de la probabilidad condicional  $P(A)$ . Transformando en el dominio de las variables aleatorias continuas para obtener la CCDF (función de distribución acumulativa complementaria, probabilidad de que la variable aleatoria exceda un cierto valor), el teorema de la probabilidad total de una variable aleatoria  $x$  es una integral de la forma:

$$G(x) = \int_{-\infty}^{+\infty} G(x/y)P(y) dy \quad (1.2)$$

donde la integración se desarrolla sobre el rango total del resultado de la variable aleatoria continua  $y$ , y la condicional CCDF  $G(x/y)$  se interpreta como el CCDF de  $x$  dado un cierto resultado de  $y$ .

En la Figura 2-1 se presenta la metodología de evaluación PEER-PBEE. En el primer análisis (*IM*), se selecciona la medida de intensidad (por ejemplo, aceleración pico del terreno, aceleración espectral, etc.), se puede utilizar también un vector de *IMs* en lugar de medidas escalares. En el segundo análisis (*EDP*), se caracterizan las demandas sísmicas por sets de respuestas denominadas *EDPs* (parámetros de demanda ingenieril), que pueden ser, por ejemplo, los desplazamientos o relaciones de derivas de piso, fuerzas, deformación plástica y energía disipada; para una evaluación realista se puede monitorizar un vector de *EDPs*, la medida de interés es la probabilidad condicional  $P(EDP/IM)$ . En el tercer análisis (*DM*), se convierten las medidas de respuesta a estados de daño cuantificables, el daño necesita ser expresado como una función de fragilidad (función de distribución acumulada) en diferentes medidas de respuesta, el resultado del análisis del daño entregará  $P(DM/EDP)$ . Y como resultado final en el cuarto análisis, el de pérdidas o de variables de decisión (*DV*), se define el desempeño de una estructura como una función discreta o continua con un potencial de toma de decisiones (por ejemplo, la pérdida media anual) (Kunnath, 2006).



**Figura 2-1:** Metodología de evaluación basada en desempeño del PEER. Tomada de Kunnath (2006).

El resultado final es la curva de pérdidas, que describe la probabilidad de excedencia ( $POE$ ) de los diferentes valores de una  $DV$ , curva obtenida combinando las diferentes ( $POE$ ) de los análisis de peligrosidad, estructural, de daño, y de pérdidas, que se resumen en las ecuaciones (1.3).

$$P(DV^n) = \sum_m P(DV^n/IM_m) \underbrace{p(IM_m)}_{\text{Peligro}} \quad (1.3a)$$

$$P(DV^n/IM_m) = \underbrace{P(DV^n/NC, IM_m)p(NC/IM_m)}_{\substack{\text{An. Estructural} \\ \text{Prob. de No Colapso}}} + \underbrace{P(DV^n/C)p(C/IM_m)}_{\substack{\text{An. Estructural} \\ \text{Prob. de Colapso}}} \quad (1.3b)$$

$$P(DV^n/NC, IM_m) = \sum_j P(DV_j^n/NC, IM_m) \quad (1.3c)$$

$$P(DV_j^n/NC, IM_m) = \sum_i P(DV_j^n/EDP_j^i) \underbrace{p(EDP_j^i/IM_m)}_{\text{An. Estructural}} \quad (1.3d)$$

$$P(DV_j^n/EDP_j^i) = \sum_k \underbrace{P(DV_j^n/DM_k)}_{\text{An. Daño}} \underbrace{p(DM_k/EDP_j^i)}_{\text{An. Pérdida}} \quad (1.3e)$$

donde,  $m$  es el índice para  $IM$ ,  $j$  es el índice para los grupos de daño,  $i$  es el índice para  $EDP$ , y  $k$  es el índice para  $DM$ .  $P(DV_j^n/DM_k)$  es el  $POE$  del  $n$ ésimo valor de la  $DV$  para el  $j$ ésimo grupo dañado cuando  $DM_k$  ocurre (resultado del análisis de pérdida: función de pérdida),  $p(DM_k/EDP_j^i)$  es la probabilidad del  $DM_k$  cuando está sometida al  $i$ ésimo valor del  $EDP$  utilizado para la función de fragilidad del  $j$ ésimo grupo dañado (resultado del análisis de daño: función de fragilidad),  $p(EDP_j^i/IM_m)$  es la probabilidad del  $i$ ésimo valor del  $j$ ésimo  $EDP$  ( $EDP$  usado en la función de fragilidad del  $j$ ésimo grupo dañado) para el  $m$ ésimo valor de  $IM$  (resultado del análisis estructural), y  $p(IM_m)$  es la probabilidad del  $m$ ésimo valor de  $IM$  (resultado del análisis de

peligrosidad). También,  $p(C/IM_m)$  y  $p(NC/IM_m)$  son las probabilidades de tener o no tener colapso global, respectivamente, bajo la intensidad del movimiento sísmico  $IM_m$ ; y  $P(DV^n/C)$  es el *POE* del  $n$ ésimo valor de la  $DV$  en casos de colapso global. Los resultados del análisis de pérdida, de daño, y estructural se suman de una manera directa (ecuaciones 1.3d y 1.3e); sin embargo, la integración del análisis del peligro no toma lugar de la misma forma debido a la presencia de grupos dañados y casos de colapso y no colapso, por tanto, requieren las ecuaciones 1.3a a la 1.3c (Günay y Mosalam, 2012). En el caso de tener un solo grupo de daño y ningún colapso la ecuación se representa por la triple sumatoria de la ecuación 1.4.

$$P(DV^n) = \sum_m \sum_i \sum_k P(DV_j^n/DM_k) p(DM_k/EDP_j^i) p(EDP_j^i/IM_m) p(IM_m) \quad (1.4)$$

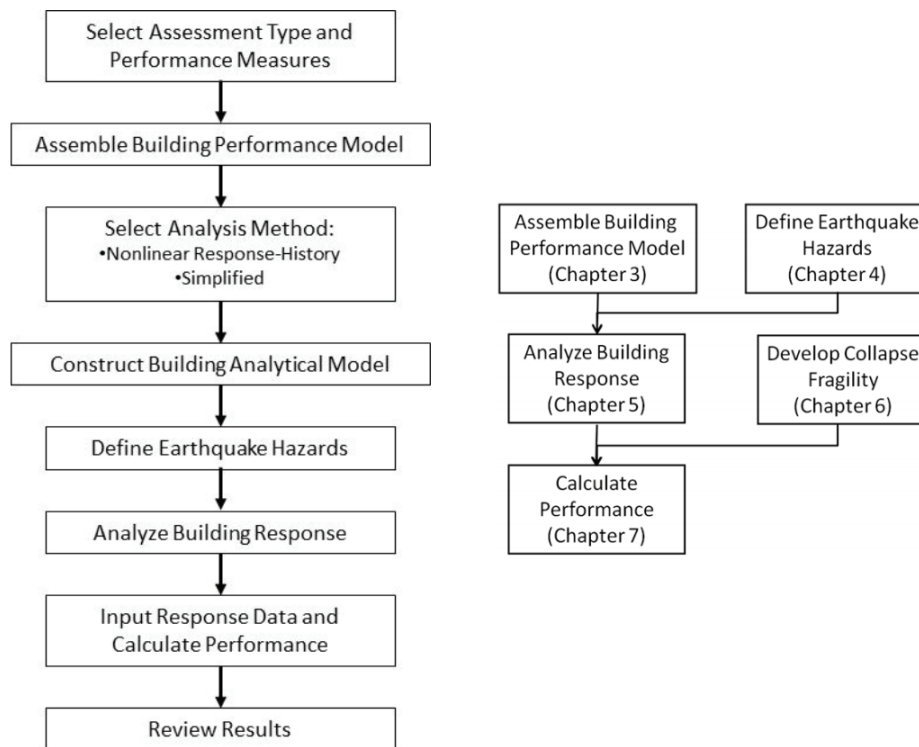
El *POE* de la  $DV$  en el caso de colapso,  $P(DV/C)$ , no está condicionado sobre  $IM$ , mientras que el *POE* de la  $DV$  en el caso de no colapso,  $P(DV/C)$  sí lo está, ya que el caso de no colapso consiste de diferentes estados de daño, y la contribución de cada uno de estos estados de daño a estos casos cambian para diferentes  $IM$ s, esto no sucede en el caso de colapso (por ejemplo, la función de pérdida ligera tiene contribución más elevada para un valor pequeño de  $IM$ , mientras que la función de pérdida para el daño severo tiene la contribución más elevada para un valor grande de  $IM$ ). El reemplazo de la ecuación (1.4) nos da la ecuación (1.5), que es la que utiliza la metodología PEER-PBEE:

$$\lambda(DV) = \iiint G\langle DV/DM \rangle dG\langle DM/EDP \rangle dG\langle EDP/IM \rangle d\lambda(IM) \quad (1.5)$$

donde,  $\lambda$  es la frecuencia media anual (*MAF*), y  $G$  es la probabilidad condicional (Günay y Mosalam, 2012).

## 2.2. Procedimiento de Evaluación del Desempeño según el FEMA P-58

A continuación se hace un resumen del procedimiento a seguir, tomado y según lo indica el FEMA P-58. En la Figura 2-2 se muestra el procedimiento que plantea el FEMA P-58 para evaluar el desempeño probable de un edificio. El desempeño se expresa como el daño probable y las consecuencias resultantes utilizando cuatro medidas del desempeño:



**Figura 2-2:** Procedimiento de evaluación del desempeño (a la izquierda) y diagrama de flujo de la metodología de evaluación del desempeño (a la derecha), según el FEMA P-58. Tomada del FEMA (2012).

- **Fatalidades:** Pérdida de vida, o lesiones graves que requieren hospitalización, que ocurren dentro del entorno del edificio.
- **Costo de Reparación:** El costo necesario, en moneda actual, para restaurar un edificio a su condición pre-sismo, o en el caso de pérdida total, para reemplazar el edificio con una nueva estructura de similar construcción.
- **Tiempo de Reparación:** El tiempo, en semanas por ejemplo, necesario para reparar un edificio dañado a su condición pre-sismo.
- **Carteles de Seguridad:** Calificación de acuerdo a la inspección post-terremoto que considere que un edificio, o parte del edificio, esté dañado hasta el punto de que la entrada, uso u ocupación represente un riesgo inmediato para la seguridad de las personas.

Se permiten tres tipos de evaluación del desempeño: (01) basado en la intensidad, asumiendo de que el edificio esté sometido a una intensidad específica, definida por un espectro elástico de aceleración de respuesta con una relación de amortiguamiento del 5 por ciento, es útil para evaluar el desempeño utilizando códigos normativos o cualquier otro espectro sísmico; (02) basado en

el escenario, donde un escenario sísmico es un terremoto de una magnitud específica en una ubicación específica relativa al sitio del edificio; y (03) basado en el tiempo, el cual permite evaluar el desempeño sobre un periodo específico de tiempo (por ejemplo, 1 año, 30 años, o 50 años), considerando todos los terremotos que podrían ocurrir en aquel periodo.

Una vez se haya definido la medida de desempeño y el tipo de evaluación a utilizar, se ensambla el modelo de desempeño, lo cual significa listar los componentes estructurales y sistemas no estructurales que pueden ser dañados y el tipo de medida de desempeño que puede ser afín, así como también definir el tipo de ocupación y variabilidad con el tiempo. Posteriormente se puede definir la peligrosidad sísmica y plantear el modelo estructural a analizar. Como análisis estructural se puede utilizar el análisis historia de respuesta no lineal, u otros métodos simplificados que se encuentran indicados en el FEMA P-58. Los resultados del análisis estructural también sirven para obtener la deriva residual. Posteriormente, los resultados del análisis estructural son útiles para la obtención de la fragilidad del colapso que define la probabilidad de incurrir en colapso como función de la intensidad del movimiento del terreno. Es necesario evaluar los modos de colapso estructural (por ejemplo, un solo piso o múltiples pisos). Por último, se calcula el desempeño sísmico, para ello, y debido a las incertidumbres inherentes de cada análisis, el FEMA P-58 usa el procedimiento de Monte Carlo que permite calcular el desempeño para un gran número de realizaciones (cientos o miles), cada realización se considera un posible resultado del desempeño.

Debido a los cálculos numerosos necesarios para calcular el desempeño, como parte del desarrollo de la metodología, se proporciona el Performance Assessment Calculation Tool (*PACT*) para realizar los cálculos repetitivos y manejo de datos necesarios, herramienta que se incluye en el tercer volumen del FEMA P-58.

### 3. Peligro Sísmico

#### 3.1. Introducción

Para el cálculo y diseño de un edificio convencional (con apoyos o bases fijas), de uno aislado (con asientos de apoyo elastoméricos o deslizables), o con sistemas de amortiguamiento y/o disipadores sísmicos añadidos, se necesita definir el nivel del peligro o amenaza sísmica, ya sea con base en un Espectro de Peligro Uniforme (Uniform Hazard Spectra, UHS) o en un Espectro Objetivo (espectro normativo). La Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” del Perú (MTC, 2016) presenta parámetros definidos para la construcción del Espectro Objetivo de diseño en edificios convencionales, no así para edificios con sistemas avanzados de protección sísmica para los cuales permite la utilización de normativas como la “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7” (ASCE, 2017). El inconveniente es que la norma Peruana no menciona cómo homologar los parámetros necesarios entre ambas normativas. La Norma Técnica E.030 construye el espectro de diseño basado en aceleraciones pico del terreno con cuatro zonas clasificadas de menor a mayor peligro sísmico, desde la Z1 hasta la Z4, con aceleraciones desde 0.10 g hasta 0.45 g, respectivamente, que permiten obtener un espectro de diseño con un objetivo de peligro para el 10 por ciento de probabilidad de excedencia en 50 años y con relación de amortiguamiento del 5 por ciento (correspondiente a un periodo de retorno de 475 años); mientras que la norma Estadounidense plantea el diseño de edificios con parámetros de aceleración  $S_s$  y  $S_1$ , para periodos cortos de 0.2 segundos y periodos largos de 1.0 segundo, respectivamente, que se utilizan para obtener un Espectro Sísmico Considerado Máximo que tendrá un “riesgo objetivo de colapso estructural con probabilidad del uno por ciento en 50 años basado en una fragilidad estructural genérica” (ASCE, 2017). El Espectro Sísmico Considerado Máximo (Maximun Considered Earthquake,  $MCE_R$ ) se necesita para evaluar la estabilidad y realizar el diseño, por ejemplo, de los asientos de apoyo en edificios con aislamiento sísmico en la base, y a su vez se multiplica por dos tercios (o se divide por un factor de seguridad de 1.50) para obtener un espectro de diseño que refleja el límite inferior de la probabilidad de colapso estructural, y así poder realizar el diseño de edificios convencionales.

Por otro lado, para la evaluación del desempeño en edificios, según los lineamientos del “Seismic Performance Assessment of Buildings, FEMA P-58” (FEMA, 2012), se necesita también definir el peligro sísmico teniendo en cuenta un Espectro Objetivo, que puede ser un espectro de peligro uniforme, uno normativo, o un espectro condicional y/o medio condicional. Por tanto, este capítulo está orientado a cómo obtener los parámetros del Sismo Considerado Máximo para un objetivo de riesgo de colapso estructural del 1%/50 años para la ciudad de Lima, ciudad de alta amenaza sísmica localizada en el centro del territorio peruano, lo que nos permitirá, en el Capítulo 4, realizar el análisis de la respuesta estructural de un edificio de seis pisos considerando un sistema convencional con base fija como primera alternativa y con un sistema de aislamiento en la base como segunda alternativa.

### **3.2. Evaluación del Peligro Sísmico Probabilístico para la Obtención del Espectro de Peligro Uniforme**

Para la evaluación del Peligro Sísmico Probabilístico (Probabilistic Seismic-Hazard Assessment, PSHA) se utilizó el programa CRISIS2007 (Ordaz y otros, 2007), el cual necesita la introducción de una serie de parámetros como fuentes sismogénicas, recurrencia sísmica de las fuentes, entre otros, los cuales se tomaron del estudio “Re-evaluación del Peligro Sísmico Probabilístico para el Perú” (Tavera y otros, 2014) que fue elaborado dentro de un proyecto de cooperación con el Banco Mundial.

De acuerdo a Ordaz y otros (2013), “el programa CRISIS2007 fue elaborado en VisualBasic.Net, un lenguaje orientado a objetos, como una actualización a las versiones de los años 1999 y 1991. Está basado en el enfoque estándar de Esteva (1967) y Cornell (1968). Primero, se requiere la definición e ingreso de un set de fuentes sísmicas, cada una con tasas sísmicas uniformes de actividad, definidas usando modelos específicos de recurrencia (por ejemplo, distribuciones magnitud-frecuencia). Las fuentes son discretizadas en elementos de tamaño apropiado, cuya tasa de sismicidad es redistribuida proporcionalmente a sus dimensiones. El enfoque requiere el cálculo de estimados probabilísticos de las intensidades del movimiento del terreno que son producidas en el sitio de análisis cuando un terremoto de magnitud y ubicación conocida ocurre usando modelos



predictivos. Las probabilidades para todas las magnitudes y fuentes son entonces acumuladas, siguiendo reglas de probabilidad, con la finalidad de calcular las probabilidades totales de excedencia”.

Tavera y otros (2014), elaboran un proceso de homogenización de eventos sísmicos ocurridos en el Perú, los que se encontraban en diversos catálogos y en distintas escalas de magnitud, tomando como unidad normalizada el Momento Sísmico ( $M_w$ ), también realizan un proceso de depuración “para que la frecuencia de los datos contenidos en el catálogo sísmico conserve una distribución de Poisson”. Proponen 33 fuentes sismogénicas asociadas: ocho fuentes de subducción (interface), 11 fuentes corticales, y 14 fuentes de subducción (intraplaca). Para cada zona sismogénica plantean las recurrencias sísmicas tomando en cuenta la curva de Gutenberg y Richter (1956). Y por último, proponen el uso de las leyes de atenuación de Youngs y otros (1997).

En el presente trabajo no se ha realizado ningún estudio ni procesamiento sobre catálogos sísmicos u obtención de las recurrencias sísmicas en las fuentes sismogénicas, sino se usó directamente las propuestas por Tavera y otros (2014).

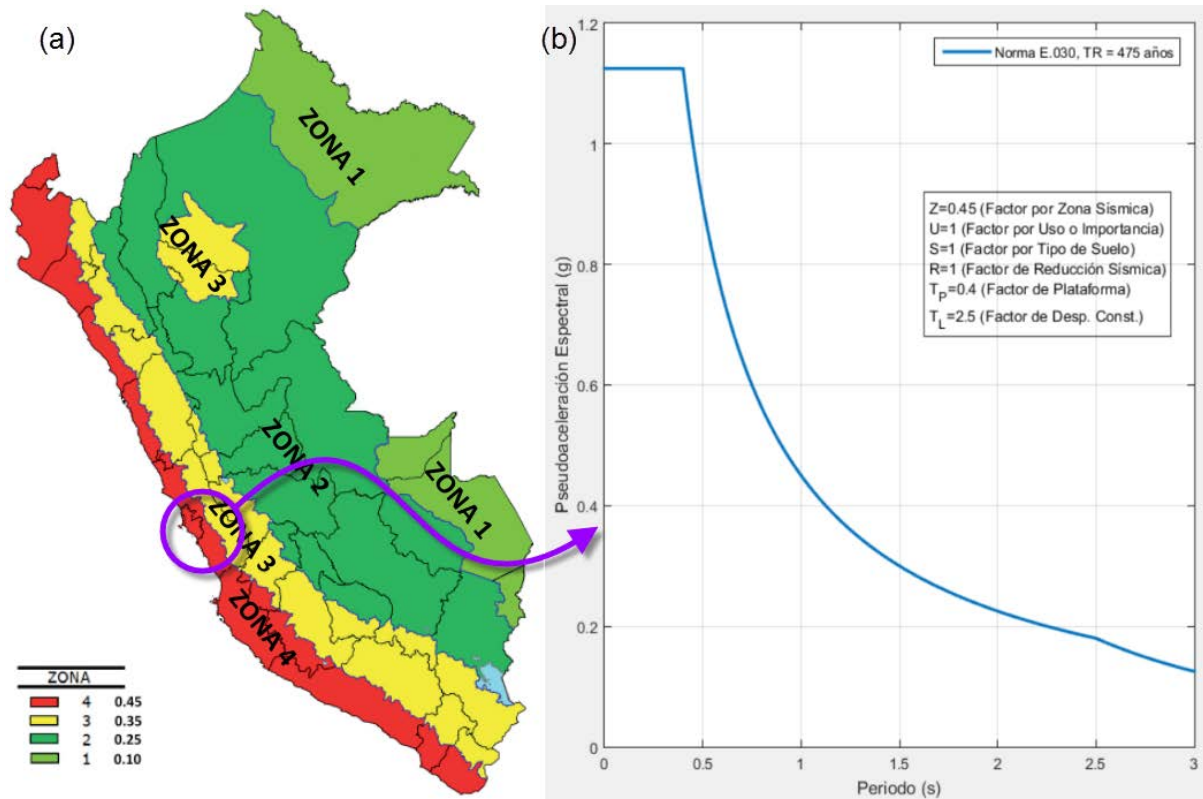
En el Anexo A se presentan los parámetros principales utilizados en el programa CRISIS2007 y la obtención de resultados de la evaluación del peligro sísmico probabilístico para la ciudad de Lima.

### **3.2.1. Espectro Normativo de Diseño Según la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” del Perú**

Según la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” (MTC, 2016), el Perú se divide en cuatro zonas sísmicas (desde la Z1 hasta la Z4, donde las aceleraciones base corresponden al PGA), las cuales se pueden observar en la Figura 3-1 junto con el espectro de diseño para la ciudad de Lima, para un perfil de suelo  $S_1$ . Las zonas de mayor peligro sísmico se encuentran localizadas en el litoral del Perú.

La clasificación de los perfiles de suelo son cinco: perfil tipo  $S_0$  *Roca Dura* y velocidad de onda de corte del suelo mayor a 1500 m/s, perfil tipo  $S_1$  *Roca o Suelos Muy Rígidos* y velocidad de onda de corte del suelo entre 500 m/s y 1500 m/s, perfil tipo  $S_2$  *Suelos Intermedios* y velocidad de

onda de corte del suelo entre 180 m/s y 500 m/s, perfil tipo  $S_3$  *Suelos Blandos* y velocidad de onda de corte del suelo menores a 180 m/s, , perfil tipo  $S_4$  *Condiciones Excepcionales*.



**Figura 3-1:** (a) mapa de zonificación sísmica tomada de MTC (2016); y (b) espectro de diseño elástico para un periodo de retorno de 475 años y un 5% de relación de amortiguamiento, elaborado para la ciudad de Lima.

Otro parámetro a considerar es el Factor de Uso,  $U$ , que va en categorías desde la A hasta la D, pudiendo ser un edificio esencial (categoría A con valor igual a 1.5), importante (categoría B con valor igual a 1.3), común (categoría C con valor igual a 1.0), y temporal (categoría D).

La forma del espectro, está basada en el valor del PGA de la zona de interés, y se obtiene por medio del factor de amplificación sísmica,  $C$ , dado por la ecuación (3.1)

$$\begin{aligned} T < T_P, \quad C &= 2.5 \\ T_P < T < T_L, \quad C &= 2.5 \left( \frac{T_P}{T} \right) \\ T > T_L, \quad C &= 2.5 \left( \frac{T_P T_L}{T^2} \right) \end{aligned} \quad (3.1)$$

donde,  $T$  es el periodo estructural fundamental. Dependiendo del perfil de suelo se tienen parámetros de sitio que pueden amplificar o disminuir los valores espectrales: factor de amplificación del suelo,  $S$ ; periodo que define la plataforma del factor  $C$ ,  $T_P$ ; y el periodo que define el inicio de la zona del factor  $C$  con desplazamiento constante,  $T_L$ . Por último se tiene el factor de reducción de

fuerzas sísmicas,  $R$ , que se obtiene de la multiplicación de un coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas,  $R_0$ , por factores que dependen de la irregularidad en planta y en altura,  $I_p$  e  $I_a$ , respectivamente.

El espectro de diseño para un periodo de retorno de 475 años (10%/50 años) en direcciones horizontales de pseudoaceleraciones,  $S_a$ , se obtiene según la ecuación (3.2)

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \quad (3.2)$$

donde:

- $Z$  = factor que depende de la localización en una determinada zona sísmica.
- $U$  = factor que depende del uso o importancia.
- $C$  = factor de amplificación sísmica.
- $S$  = factor que depende del tipo de perfil del suelo.
- $R$  = factor de reducción de fuerzas sísmicas, igual a 1.0 para espectros elásticos, y toma otro valor dependiendo de la tipología estructural e irregularidad del sistema para la construcción de espectros inelásticos según el concepto de igual desplazamiento utilizado en la Ingeniería Sísmica Convencional.

Los parámetros dados entregan un espectro para un 5 por ciento de relación de amortiguamiento con respecto al crítico. Con la finalidad de evaluar espectros, los factores  $U$ ,  $S$ , y  $R$  se toman en este capítulo iguales a 1.0.

### **3.2.2. Espectro Normativo Según la Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7 - 2016**

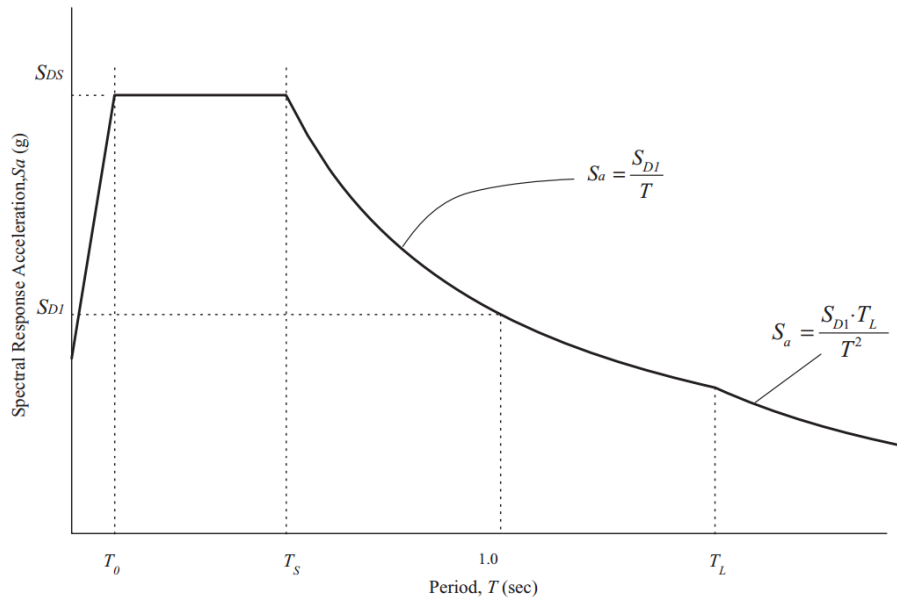
El ASCE/SEI 7 (ASCE, 2017) no presenta zonas sísmicas como la norma del Perú, todo el territorio de los Estados Unidos se encuentra mapeado por iso-aceleraciones, incluso pudiéndose interpolar valores para zonas ubicadas entre dos curvas; además, para la forma espectral no toma en cuenta directamente los valores del PGA, sino aceleraciones para periodos cortos (0.2 segundos) y para periodos largos (1.0 segundos). Es decir, el espectro de la norma E.030 del Perú está basada en un punto (PGA, para periodos de cero segundos), mientras que el espectro del ASCE/SEI 7 está basada en dos puntos ( $S_S$  en periodos cortos y  $S_1$  en periodos largos). Los mapas de iso-aceleraciones

están dados no a nivel de peligro sísmico uniforme, sino a nivel de riesgo de colapso estructural uniforme. Hasta la versión del año 2005, el ASCE/SEI 7 utilizaba parámetros a nivel de peligro uniforme, siendo el dos por ciento de probabilidad de excedencia en 50 años (2%/50 años y periodo de retorno de 2475 años) el que se interpretaba como un riesgo de colapso uniforme en todos los Estados Unidos (asumido como el 1%/50 años de colapso estructural), y representaba el Sismo Considerado Máximo. El inconveniente fue que el objetivo de peligro planteado no daba un riesgo de colapso estructural uniforme, sino este variaba entre ciudades; por tanto, se tuvo que variar el criterio para construir mapas que den directamente el objetivo de riesgo de colapso y con estos nuevos mapas se pudo constatar que el rango a nivel de peligro sísmico, para obtener la probabilidad planteada a nivel de riesgo, podía variar entre 1500 y 3000 años de periodo de retorno, de forma general entre varias ciudades de los Estados Unidos.

Una vez se selecciona la zona de interés, se ubican en los mapas del ASCE/SEI 7 los parámetros de aceleración  $S_S$  y  $S_1$  correspondientes, los cuales se modifican para tomar en cuenta el tipo de suelo multiplicándolos por los factores  $F_a$  y  $F_v$ , respectivamente, esto da valores ajustados por la clase de sitio:  $S_{MS} = S_S F_a$  y  $S_{M1} = S_S F_v$  que representan el Sismo Considerado Máximo (1%/50 años, a nivel de riesgo de colapso estructural). Los parámetros de aceleración para el Sismo de Diseño se obtienen multiplicando  $S_{MS}$  y  $S_{M1}$  por dos tercios:  $S_{DS} = S_{MS}(2/3)$  y  $S_{D1} = S_{M1}(2/3)$  (o dividiéndolos entre un factor de seguridad igual a 1.5). Los mapas han sido elaborados para un perfil de suelo tipo *B*, por tanto suelos más rígidos tendrán factores  $F_a$  y  $F_v$  de 0.80, y los suelos más flexibles tendrán factores  $F_a$  y  $F_v$  mayores a 0.90.

La clasificación por tipo de perfil de suelo se da en seis clases de sitio, desde la A hasta la F: perfil tipo *A Roca Dura* y velocidad de onda de corte del suelo mayor a 1524 m/s, perfil tipo *B Roca* y velocidad de onda de corte del suelo entre 762 m/s y 1524 m/s, perfil tipo *C Suelo Muy Denso y Roca Suave* y velocidad de onda de corte del suelo entre 366 m/s y 762 m/s, perfil tipo *D Suelo Rígido* y velocidad de onda de corte del suelo entre 183 m/s y 366 m/s, perfil tipo *E Suelo de Arcillas Suaves* y velocidad de onda de corte del suelo menor a 183 m/s, y perfil tipo *F* que son suelos que requieren

análisis de respuesta de sitio. La forma del espectro de diseño se puede apreciar en la Figura 3-2 y está dada en cumplimiento de la ecuación (3.3).



**Figura 3-2:** Forma del espectro de respuesta de diseño (ASCE, 2017).

$$\begin{aligned}
 T < T_0, \quad S_a &= S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \\
 T_0 < T < T_S, \quad S_a &= S_{DS} \\
 T_S < T < T_L, \quad S_a &= \frac{S_{D1}}{T} \\
 T > T_L, \quad S_a &= \frac{S_{D1} T_L}{T^2}
 \end{aligned} \tag{3.3}$$

donde:

$S_{DS}$  = parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño en periodos cortos.

$S_{D1}$  = parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño en periodos largos.

$T$  = periodo fundamental de la estructura.

$T_0$  =  $0.2(S_{D1}/S_{DS})$ .

$T_S$  =  $S_{D1}/S_{DS}$ .

$T_L$  = periodo de transición en periodos largos.

Para obtener un espectro para el cálculo y análisis sísmico, espectro inelástico, se usa la ecuación (3.4)

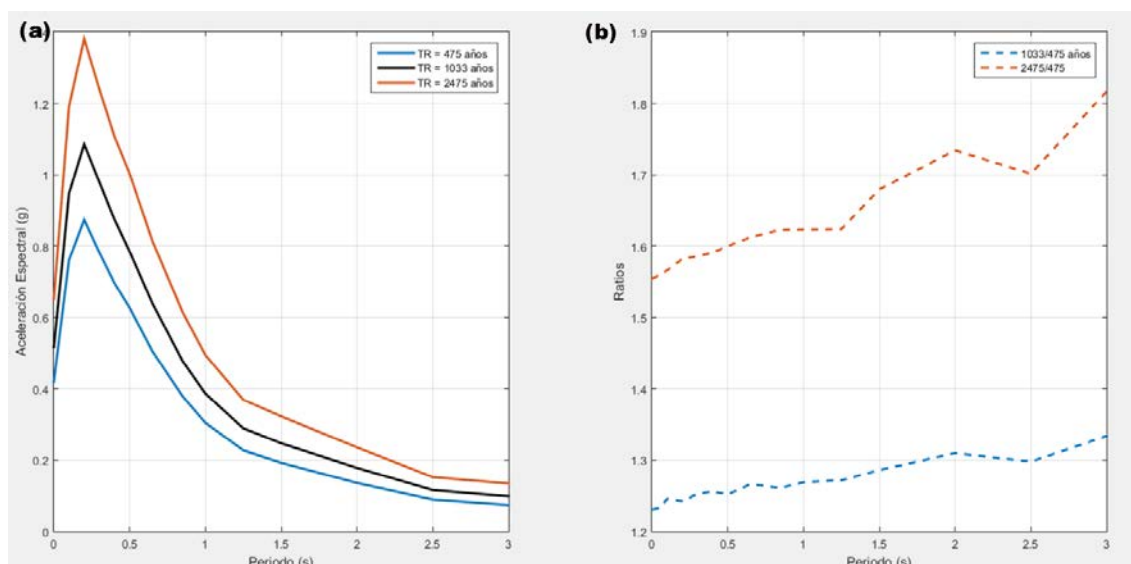
$$S_{a,ine} = \frac{S_a}{(R/I_e)} \tag{3.4}$$

donde,  $R$  es el factor de modificación de respuesta o de reducción sísmica que depende del sistema resistente a la fuerza sísmica, e  $I_e$  es el factor de importancia que a su vez depende de la categoría de riesgo. Tal como se indicó en la sección anterior, para la norma peruana, los parámetros  $R$  e  $I_e$  también se tomaron iguales a 1.0 con la finalidad de realizar comparaciones. El espectro del ASCE/SEI 7 es también un espectro para el 5 por ciento de relación de amortiguamiento con respecto al crítico.

### **3.2.3. Espectros de Peligro Uniforme**

Como resultado de la evaluación del peligro sísmico probabilístico, con el programa CRISIS2007, se obtuvieron espectros de peligro uniforme para el 5 por ciento de relación de amortiguamiento siguientes: (a) 50 por ciento de probabilidad de excedencia en 30 años (50%/30 años y un periodo de retorno de 43 años), (b) 50 por ciento de probabilidad de excedencia en 50 años (50%/50 años y un periodo de retorno de 72 años), (c) 20 por ciento de probabilidad de excedencia en 50 años (20%/50 años y un periodo de retorno de 225 años), (d) diez por ciento de probabilidad de excedencia en 50 años (10%/50 años y un periodo de retorno de 475 años), (e) cinco por ciento de probabilidad de excedencia en 50 años (5%/50 años y un periodo de retorno de 975 años), (f) siete por ciento de probabilidad de excedencia en 75 años (7%/75 años y un periodo de retorno de 1033 años, utilizado en el diseño de puentes), y (g) el dos por ciento de probabilidad de excedencia en 50 años (2%/50 años y un periodo de retorno de 2475 años). Estos espectros representan objetivos a nivel de peligro uniforme, pero sirven como base para obtener espectros con objetivos a nivel de colapso estructural, tal como se verá más adelante en este capítulo.

En la Figura 3-3 se muestran tres espectros de peligro uniforme, que están elaborados para Roca de acuerdo a las leyes de atenuación de Youngs y otros (1997), y en la Tabla 3-1 se presentan los valores de las aceleraciones espectrales y las relaciones respectivas entre los espectros de 1033 y 2475 años de periodo de retorno con respecto al espectro de 475 años de periodo de retorno. Las relaciones no son constantes se incrementan cuanto mayor es el periodo.



**Figura 3-3:** (a) Espectros de peligro uniforme para el 5% de relación de amortiguamiento, para la ciudad de Lima; y (b) relaciones entre los espectros de peligro uniforme.

Espectros de Peligro Uniforme				Ratios		
T (s)	475 años	1033 años	2475 años	T (s)	1033/475	2475/475
0.00	0.416	0.521	0.658	0.00	1.255	1.583
0.05	0.584	0.737	0.931	0.05	1.260	1.593
0.10	0.752	0.957	1.204	0.10	1.273	1.601
0.20	0.865	1.095	1.393	0.20	1.265	1.609
0.30	0.775	0.987	1.250	0.30	1.273	1.612
0.40	0.690	0.881	1.115	0.40	1.276	1.615
0.50	0.622	0.791	1.010	0.50	1.273	1.625
0.65	0.501	0.644	0.821	0.65	1.286	1.638
0.85	0.375	0.481	0.618	0.85	1.281	1.648
1.00	0.302	0.389	0.498	1.00	1.289	1.648
1.25	0.225	0.291	0.372	1.25	1.292	1.650
1.50	0.190	0.249	0.325	1.50	1.308	1.707
2.00	0.135	0.179	0.237	2.00	1.333	1.765
2.50	0.089	0.117	0.153	2.50	1.320	1.729
3.00	0.073	0.099	0.135	3.00	1.358	1.849

**Tabla 3-1:** Aceleraciones espectrales en (g) para los espectros de peligro uniforme en términos de respuesta espectral para el 5 por ciento de amortiguamiento, para la ciudad de Lima y relaciones entre los mismos.

### 3.3. Respuesta Máxima en el Plano Horizontal

Según la “NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures” (FEMA, 2015), para el diseño estructural se busca considerar una dirección máxima en el plano horizontal que de un parámetro de intensidad del movimiento del terreno que sea apropiado, para el cual, el diseño sísmico utilizando los procedimientos lineales o no lineales, evite el colapso del sistema estructural. Relaciones de atenuación, como la de Youngs y otros (1997), que se usaron para

la obtención de los espectros de peligro uniforme, están definidas en términos de la respuesta horizontal promedio (media geométrica sin rotar o geomean), sin ninguna consideración de direccionalidad. La máxima respuesta es mayor que esta respuesta horizontal promedio, variando la relación entre estas según el periodo. La dirección máxima se adopta en las normativas para su uso en el diseño sísmico en lugar de la consideración explícita de los efectos de direccionalidad. Algo similar también se plantea en la “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures” (ASCE, 2017).

De acuerdo al FEMA (2015), que cita el artículo publicado por Huang y otros (2008), la máxima respuesta se puede estimar multiplicando las aceleraciones, obtenidas usando la media geométrica sin rotar, por 1.1 para periodos menores o iguales a 0.2 segundos y por 1.3 para periodos mayores o iguales a 1.0 segundos, pudiéndose interpolar para periodos entre 0.2 y 1.0 segundo. Estos valores se usan también en el ASCE/SEI 7, incorporándose un factor de 1.5 para periodos iguales o mayores que 5.0 segundos. Si bien el uso de estos factores para calcular la máxima respuesta se pudieran aplicar para otros países distintos a Estados Unidos, los valores quizá no sean apropiados ni representativos a todas las regiones debido a los distintos mecanismos que generan los terremotos; por tanto, como parte de este estudio se ha realizado el estudio de direccionalidad para encontrar la relación entre el  $SA_{RotD100}$  (respuesta máxima) y el  $SA_{SinRotar}$  (geomean), con la finalidad de modificar los espectros de peligro uniforme y obtener espectros que representen la respuesta máxima.

### 3.3.1. Cálculo de los Valores GMRot y Rot

Como lo indica Boore y otros (2006), la media geométrica de las componentes horizontales es la que se usa para predecir el espectro de respuesta, pero esta depende de la orientación del sensor tal como está instalado en el campo; por lo tanto, para el cálculo sísmico esta orientación difiere de la que tendrá la estructura realmente, y plantean dos medidas independientes de la orientación del sensor: el GMRotDpp y el GMRotIpp, como forma de predecir las mayores aceleraciones del terreno. Estudios realizados por Fernández (2015), Pinzón (2014) y Vargas (2013), toman en cuenta estas medidas de intensidad para aplicarlas a la evaluación de estructuras.

El procedimiento consiste en realizar combinaciones vectoriales de las componentes registradas por medio de las ecuaciones (3.5) y (3.6)

$$Osc_1(t, \theta) = Osc_1(t, 0) \times \cos \theta + Osc_2(t, 0) \times \sin \theta \quad (3.5)$$



$$Osc_2(t, \theta) = -Osc_1(t, 0) \times \sin \theta + Osc_2(t, 0) \times \cos \theta \quad (3.6)$$

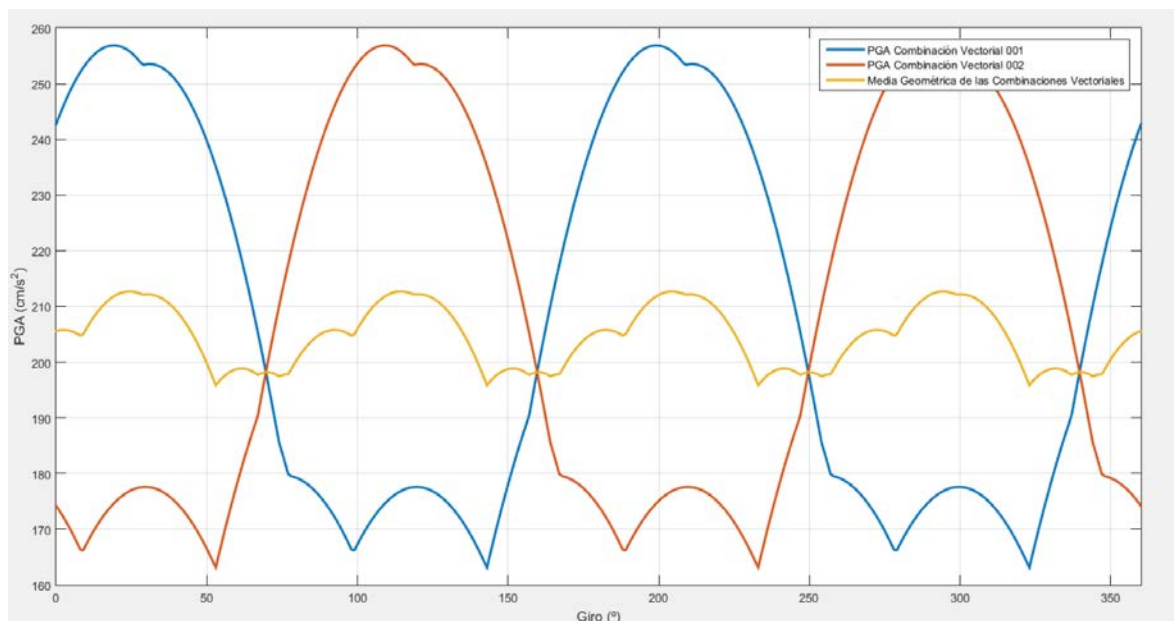
donde,  $Osc_1(t, 0)$  y  $Osc_2(t, 0)$  vienen a ser las componentes o series de tiempos tal como se han registrado, y  $\theta$  es el ángulo que se irá variando hasta tener una arreglo de combinaciones vectoriales. Para calcular los valores GMRotDpp sólo es necesario construir el arreglo hasta un ángulo de 90 grados, dado que la periodicidad de la media geométrica del PGA en cada una de las combinaciones vectoriales del arreglo es de 90 grados, ver la Figura 3-4. Una vez se tiene el arreglo completo de combinaciones vectoriales, se calculan los espectros de respuesta para cada una de ellas, y luego se pueden calcular los percentiles 0, 50 y 100, del conjunto de espectros de respuesta, los cuales representarán los valores GMRotD00, GMRotD50 y GMRotD100, respectivamente, por tanto se puede evaluar cualquier percentil de interés.

Los valores GMRotDpp son dependientes del periodo e independientes a la orientación del sensor, pero de acuerdo a Boore y otros (2006), tienen una característica inapelable ya que una simple rotación no producirá dos series de tiempo para el cual la media geométrica del espectro de respuesta individual sea igual al GMRotDpp en todos los periodos. Entonces, se plantea el uso del GMRotIpp que se obtiene por medio de una función de penalización, ecuación (3.7), cuyo valor mínimo nos dará el ángulo a rotar las componentes del movimiento del terreno, tal como se registraron, para obtener una mayor intensidad.

$$penalty(\theta) = \frac{1}{N_{per}} \sum_{i=1}^h \left[ \frac{GM(\theta, T_i)}{GMRotDpp(T_i)} - 1 \right]^2 \quad (3.7)$$

Para algunas leyes de atenuación y ecuaciones de predicción del movimiento del terreno (Ground-Motion Prediction Equations, GMPEs) se han utilizado los valores GMRotI50, tal como lo indica Boore (2010); también, señala que debido a sugerencias realizadas tras las publicaciones de nuevas normativas como de la Building Seismic Safety Council de 2009, se tiene el deseo de contar con amplitudes espectrales máximas, por el cual plantea el RotDpp y el RotIpp, que en esencia son similares a los anteriores GMRotDpp y GMRotIpp (independientes de la orientación del sensor), pero que se calculan sin obtener la media geométrica (sólo se usa la primera combinación vectorial). Por ejemplo, la Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) para su proyecto Next

Generation Attenuation Relationship for Central & Eastern North-America (NGA-East), ha planteado la utilización de los valores RotD50 y RotD100 con el objetivo de obtener la respuesta máxima.

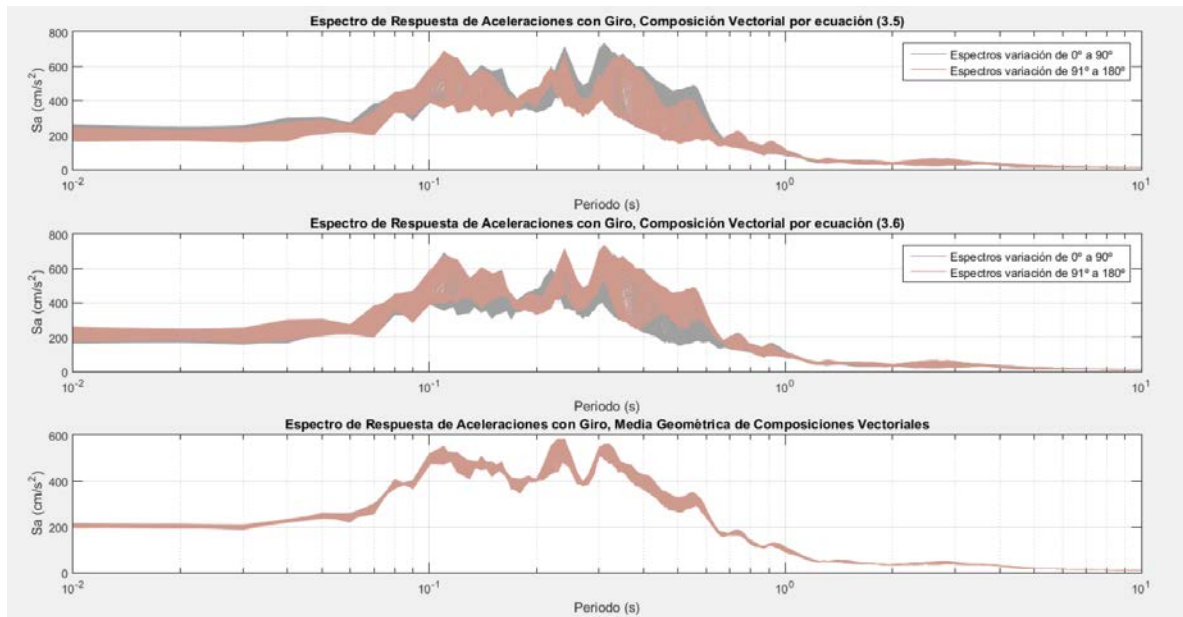


**Figura 3-4:** Variación del PGA de las combinaciones vectoriales y la media geométrica de ambas.

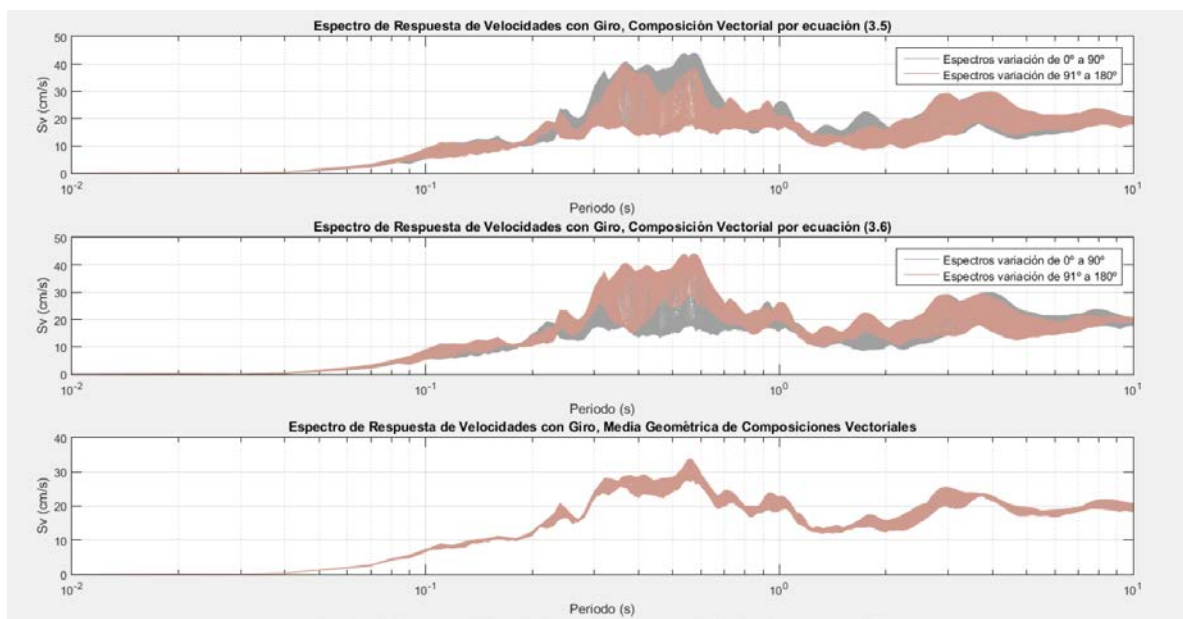
El proceso para la obtención de los valores RotDpp y RotIpp es similar al presentado para los GMRotDpp y GMRotIpp, pero no se usa la media geométrica, sino sólo se toma en cuenta la ecuación (3.5), y a diferencia de los valores GMRotDpp o GMRotIpp, los RotDpp y RotIpp tienen una periodicidad mayor, ver la Figura 3-4; por lo tanto, el arreglo vectorial deberá hacerse hasta los 180 grados.

A continuación se presentan resultados que se han obtenido para un movimiento sísmico representativo registrado en la ciudad de Lima, con la finalidad de obtener los valores GMRotDpp, GMRotIpp, RotDpp y RotIpp, que sirven para luego poder plantear coeficientes de fácil aplicabilidad a los espectros de peligro uniforme obtenidos en la Sección 3.2.3 y obtener amplitudes espectrales de respuestas máximas. La señal del movimiento del terreno seleccionado se registró en la estación ubicada en el Parque de la Reserva ubicado en el distrito del Cercado de Lima, el 17 de octubre de 1966 a las 16:41 horas; fue un evento de magnitud 8.1 registrado con un PGA en la componente NS de  $268.24 \text{ cm/s}^2$ , en la componente EW un PGA de  $180.56 \text{ cm/s}^2$ , y en la componente vertical un PGA de  $94.29 \text{ cm/s}^2$ .

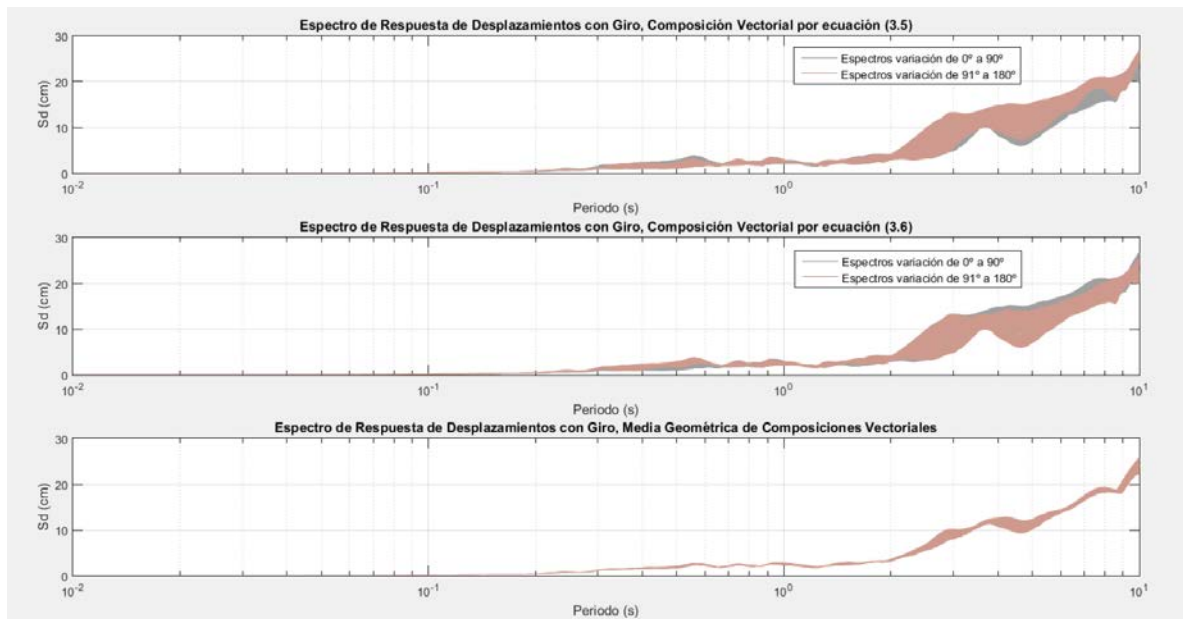
Luego de obtener el arreglo con variaciones hasta los 180 grados, con un incremento de un grado, se construyeron los espectros tanto de aceleraciones, velocidades y desplazamientos para cada una de las variaciones, y luego se obtuvo la media geométrica de las componentes de las combinaciones por cada variación. Estos resultados se pueden observar en las Figuras 3-5, 3-6, y 3-7.



**Figura 3-5:** Nubes de espectros de respuesta de aceleraciones, obtenidos por medio de la Integral de Duhamel, para las combinaciones vectoriales y la media geométrica de ambas.

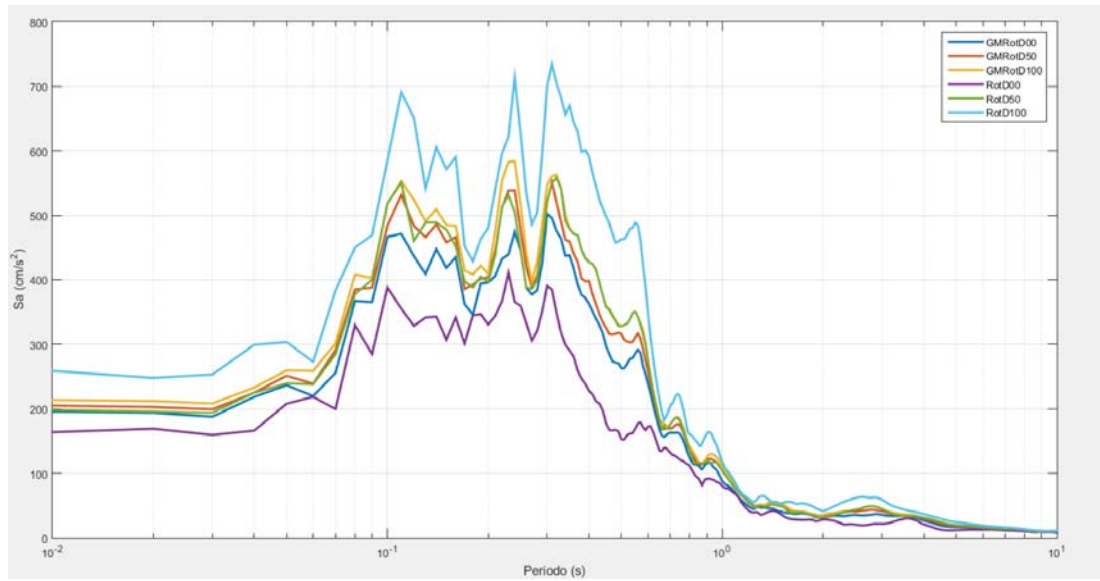


**Figura 3-6:** Nubes de espectros de respuesta de velocidades, obtenidos por medio de la Integral de Duhamel, para las combinaciones vectoriales y la media geométrica de ambas.

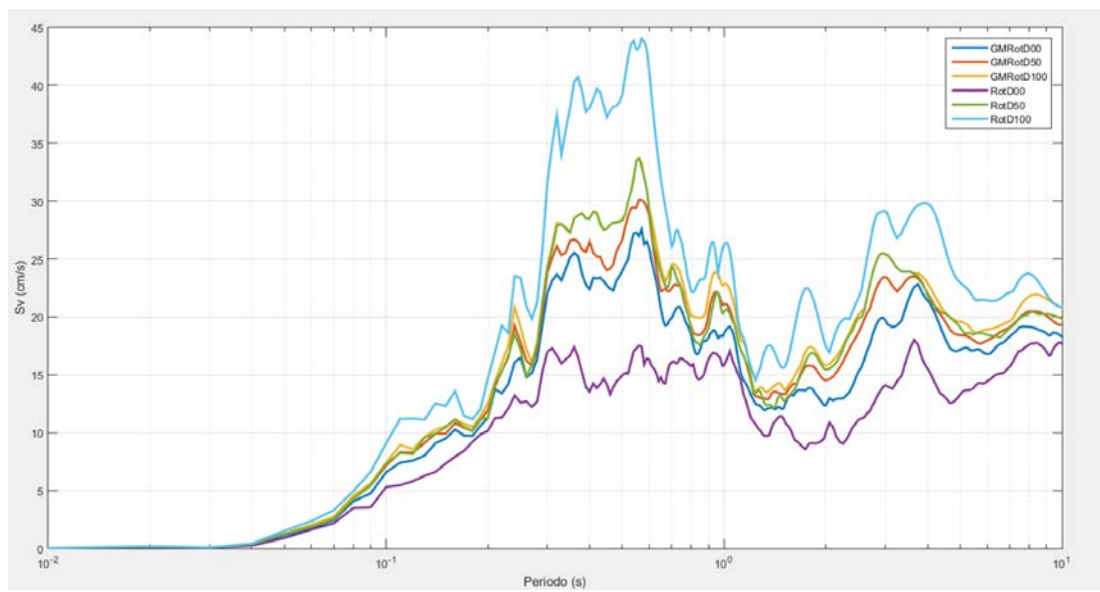


**Figura 3-7:** Nubes de espectros de respuesta de desplazamientos, obtenidos por medio de la Integral de Duhamel, para las combinaciones vectoriales y la media geométrica de ambas.

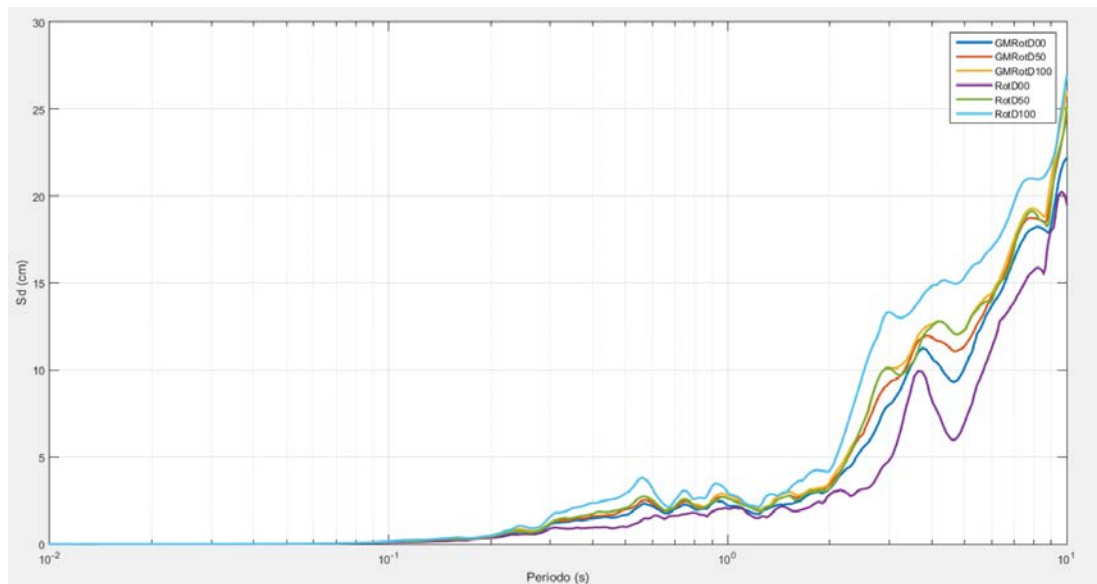
Con los resultados de las combinaciones vectoriales se pueden evaluar percentiles de interés, tanto para valores GMRotDpp (medias geométricas) así como para los RotDpp (primera combinación vectorial). En las Figuras 3-8, 3-9 y 3-10 se presentan los resultados de los valores GMRotD00, GMRotD50, GMRotD100, RotD00, RotD50 y RotD100 (00 indicando el percentil cero, 50 la mediana o percentil 50 y 100 el percentil 100). Se puede observar en las figuras indicadas, que la mínima respuesta se obtiene con el RotD00 y el máximo con el RotD100; el GMRotD100 es bastante similar el RotD50, y utilizar el GMRotD100 no representará la respuesta máxima; el GMRotD50 es bastante cercano al GMRotD100 y al RotD50; y el GMRotD00 no representa la respuesta mínima ya que es mayor al RotD00.



**Figura 3-8:** Comparación de los valores GMRotDpp y los valores RotDpp, para aceleraciones espectrales.



**Figura 3-9:** Comparación de los valores GMRotDpp y los valores RotDpp, para velocidades espectrales.

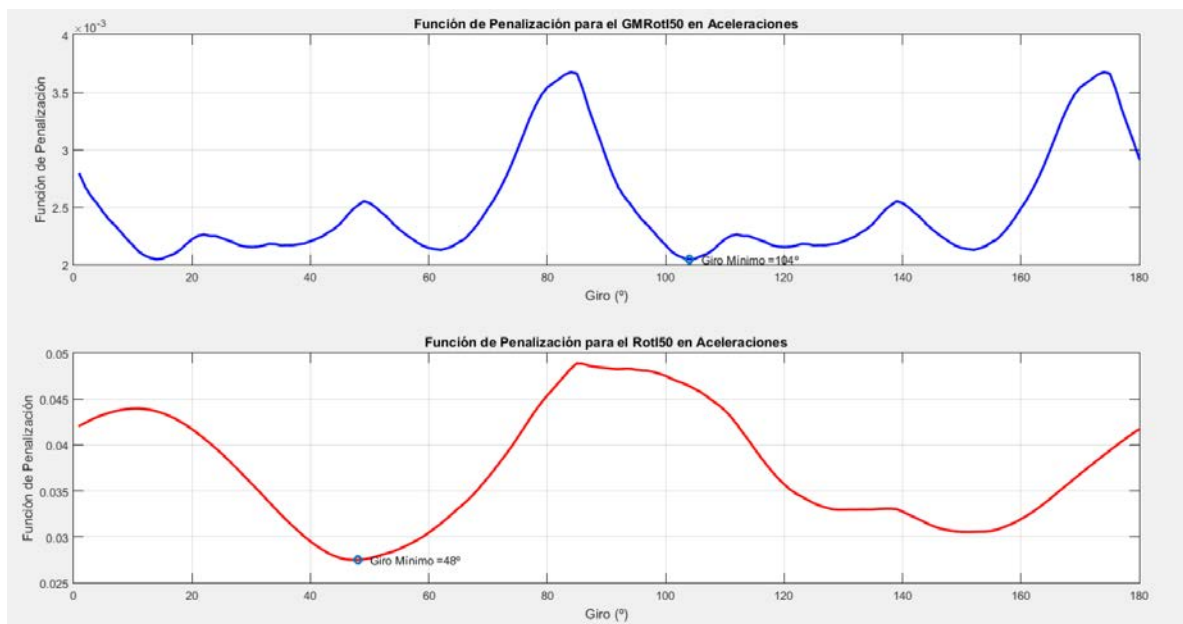


**Figura 3-10:** Comparación de los valores GMRotDpp y los valores RotDpp, para desplazamientos espectrales.

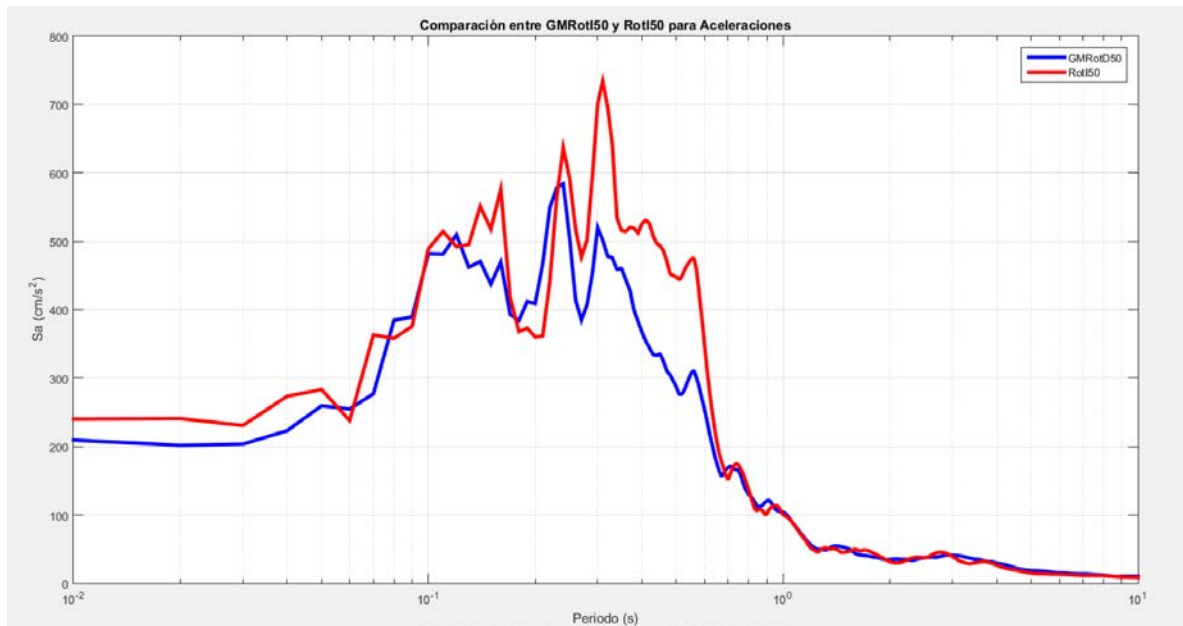
Como se mencionó previamente, los valores GMRotDpp y RotDpp son valores independientes de la orientación del sensor pero dependientes del periodo. Utilizando los espectros de las combinaciones vectoriales, y haciendo uso de la función de penalización, se obtienen los valores GMRotI50 y RotI50 que son independientes de la orientación del sensor como también del periodo. En la Figura 3-11 se muestran los trazados de la función de penalización con los ángulos que la minimizan.

En la Figura 3-12 se presenta una comparación entre los valores GMRotI50 y RotI50 obtenidos, se puede notar que ambos podrían tomarse como similares o cercanos, siendo el RotI50 el que tiene, en algunos rangos, mayores picos de respuesta.

A manera de comparación final también se obtuvo la media geométrica de las componentes sin rotar, la cual se grafica junto con el resto de resultados en la Figura 3-13, donde también se puede observar que el RotD100, considerado como la respuesta máxima, se acerca mucho en algunos rangos de periodos a las amplitudes de la media geométrica, y en este ejemplo en particular también puede ser cercano al RotI50 en algunos rangos de periodos.

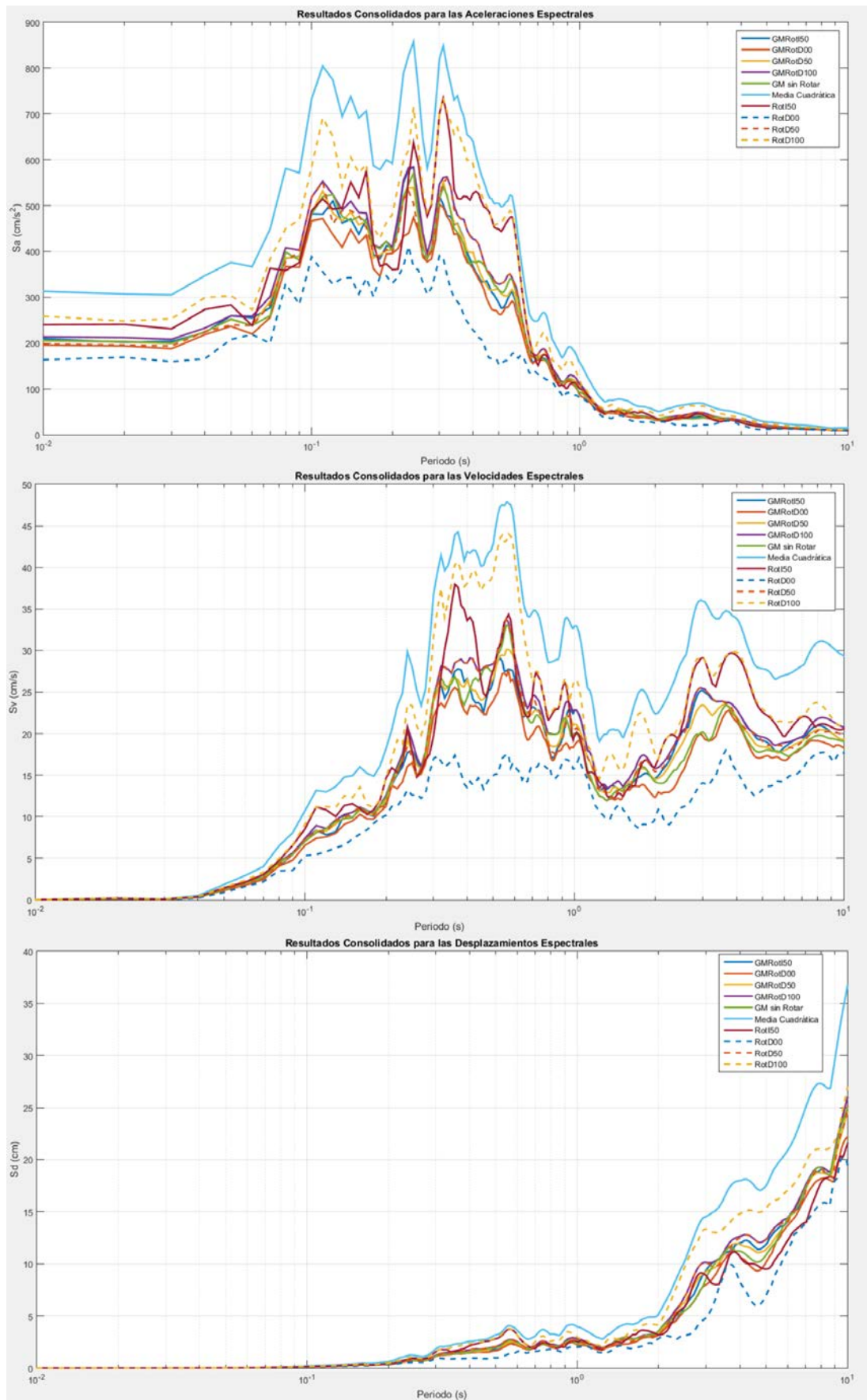


**Figura 3-11:** Trazado de las funciones de penalización de GMRotI50 y del RotI50 para los espectros de respuesta de aceleraciones.



**Figura 3-12:** Comparación entre el GMRotI50 y el RotI50.





**Figura 3-13:** Resumen de los espectros obtenidos para el movimiento del terreno de ejemplo.



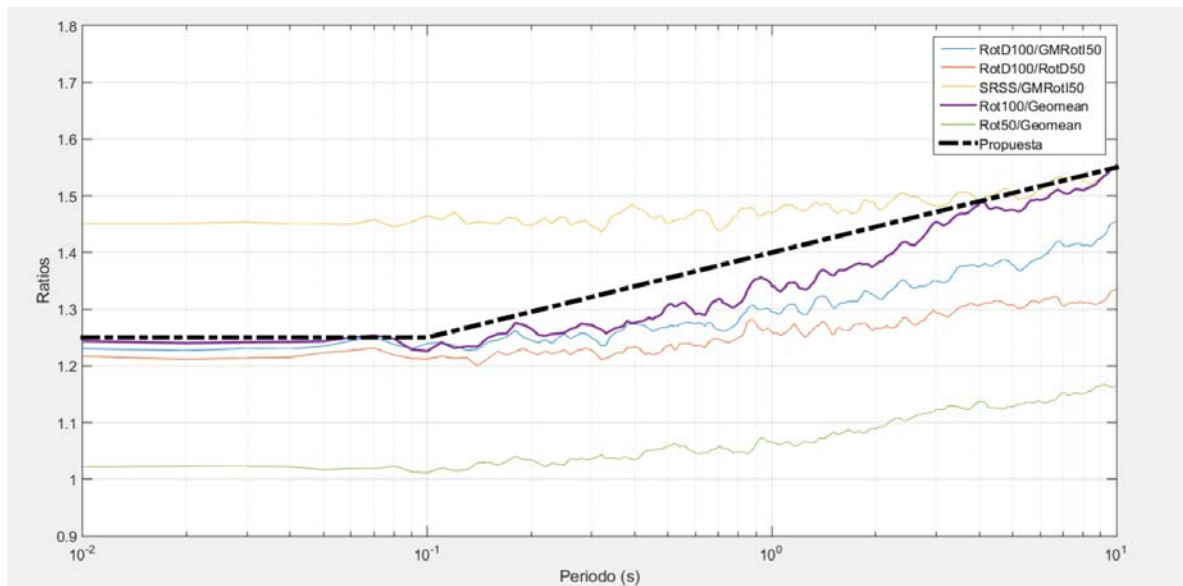
El uso de los valores como medidas de intensidad en el análisis historia de respuesta es directo para el caso de los valores GMRotIpp y RotIpp, ya que una vez se conozca el ángulo que minimiza la función de penalidad se selecciona la combinación correspondiente y se puede escalar o ajustar la señal utilizando un espectro objetivo.

### **3.3.2. Aplicación de la Respuesta Máxima al Espectro de Peligro Uniforme**

Como se ha mencionado anteriormente en la Sección 3.2, las leyes de atenuación utilizadas usan la media geométrica sin rotar como medida de intensidad. Ya que se carecen de leyes de atenuación que incluyan explícitamente los valores RotDpp, una forma de obtener la respuesta máxima es modificar los espectros de peligro uniforme ya obtenidos en la Sección 3.2.3 multiplicándolos por coeficientes que se obtengan a partir de relaciones entre el RotD100 y la media geométrica sin rotar, a la cual denominaremos como *relación de máxima respuesta*.

Para la obtención de la relación de máxima respuesta se tienen que procesar una serie de registros representativos para una zona o país. Para este estudio se tomaron los registros de movimientos del terreno que se encuentran en la página web de la Red Acelerográfica del CISMID/FIC/UNI (Redacis, 2015), desde la cual se pudo descargar un total de 810 movimientos del terreno con dos componentes horizontales y una componente vertical por cada uno. Se depuró el listado total para tomar en cuenta sólo movimientos que presenten valores de PGA registrados mayores a  $9.81 \text{ cm/s}^2$  (por lo menos en una de las componentes), no se tomaron en cuenta registros de los mismos eventos capturados en distintas estaciones. Por tanto, la base de datos útil quedó con 99 movimientos. Para cada uno de los movimientos se realizó el estudio de evaluación de la respuesta máxima, tal como se indicó en la sección anterior, con la finalidad de tomar en cuenta los efectos de la direccionalidad. Debido a la variación en las aceleraciones de cada registro, se tuvo que normalizarlas, tomando como medida de normalización la aceleración del PGA de la media geométrica sin rotar.

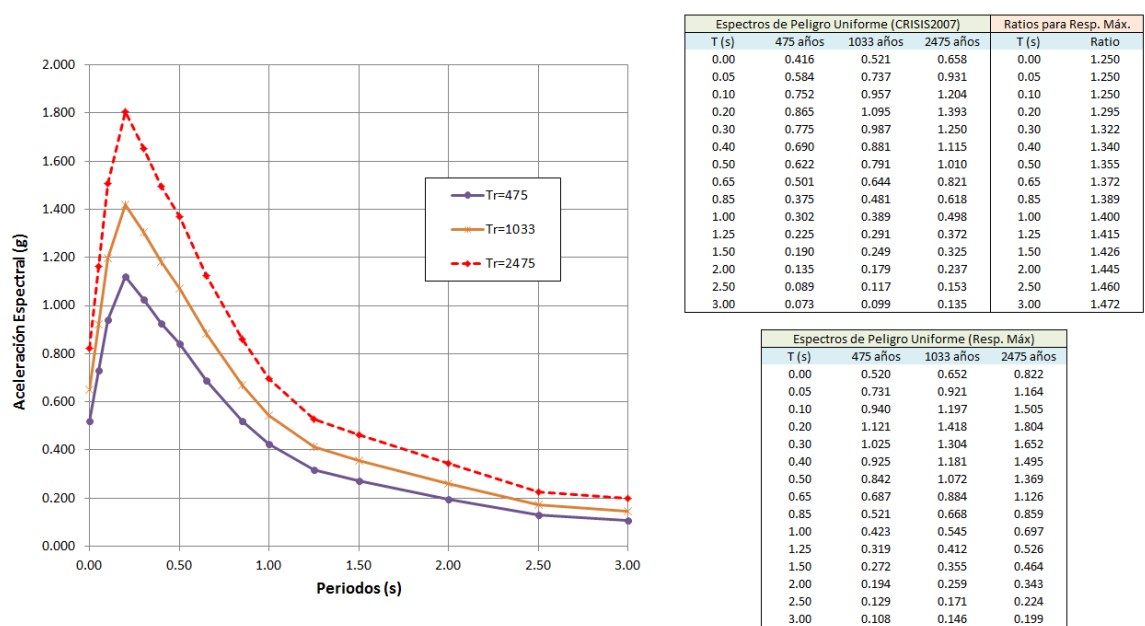
En el Anexo B se presenta el listado de los 99 eventos utilizados y trazados espectrales de interés. Tal como lo indica Boore (2010), la relación entre intensidades GMRotDpp o RotDpp, se representan mejor como el logaritmo natural de la relación de los valores obtenidos, luego se pueden graficar estas relaciones como los antilogaritmos naturales, tal como se muestra en la Figura 3-14.



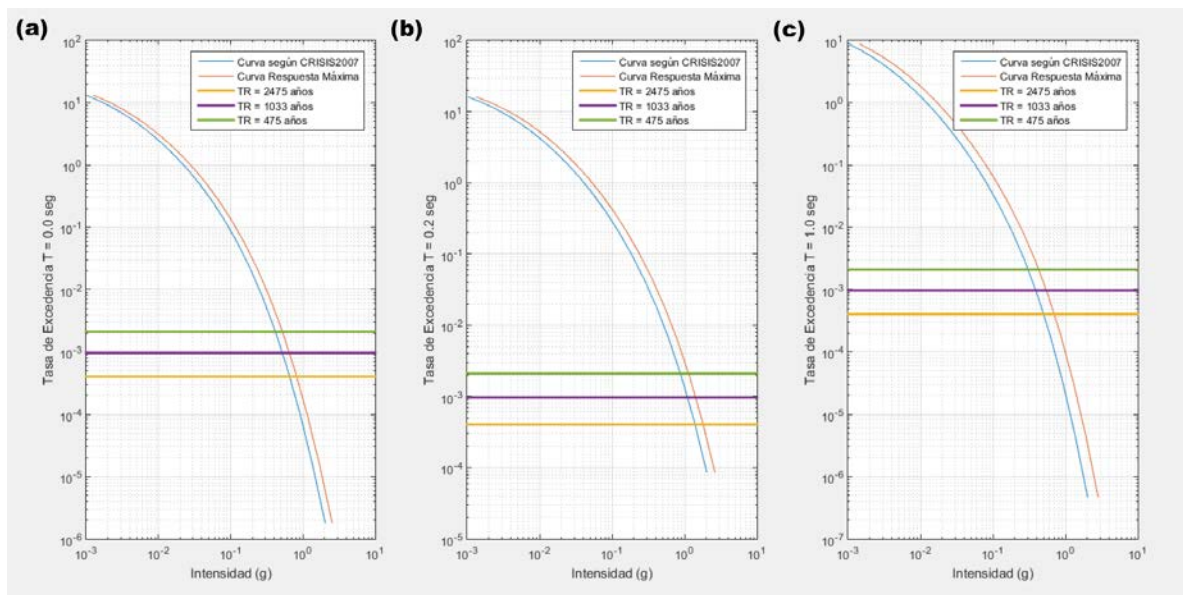
**Figura 3-14:** Relaciones obtenidas para el total de la muestra de 99 registros sísmicos, donde se señala la relación propuesta suavizada.

La relación de máxima respuesta es la que se da entre la RotD100 y la GM Sin Rotar (Geomean), esta varía en cada periodo pero se propone la siguiente relación suavizada: para periodos menores a 0.01 segundos, igual a 1.25; para periodos iguales a 10 segundos, igual a 1.55; para periodos entre 0.01 y 10 segundos, una variación lineal entre 1.25 y 1.55; y para periodos mayores a 10 segundos se pueda realizar una extrapolación lineal o considerar el valor de 1.55 como máximo. Con esta relación propuesta podemos corregir los espectros de peligro uniforme obtenidos previamente, así como las curvas de peligro. Esta relación suavizada está trazada en la Figura 3-14, con color negro y línea entrecortada, y se utiliza para obtener espectros de peligro uniforme modificados que representen la máxima respuesta (ver la Figura 3-15).

En la siguiente sección se obtendrán los valores  $S_S$  y  $S_1$  para un objetivo de riesgo de colapso estructural del 1 por ciento de probabilidad de colapso en 50 años (1%/50 años). De acuerdo a la metodología que se utilizará se necesitan las curvas de peligro para un periodo de retorno de 2475 años (las curvas de peligro que se obtuvieron del análisis previo con el programa CRISIS2007), pero para que representen valores de la respuesta máxima éstas deberán ajustarse por medio de la relación de máxima respuesta, relación suavizada de la RotD100 y la GM Sin Rotar (geomean), ya planteada.



**Figura 3-15:** Espectros de peligro uniforme para la ciudad de Lima, modificados para representar la respuesta máxima.



**Figura 3-16:** Curvas de peligrosidad sísmica obtenidas por el CRISIS2007 y las modificadas para la respuesta máxima: (a) periodo de 0 segundos, (b) periodo de 0.2 segundos, y (c) periodo de 1.0 segundos.

En la Figura 3-16 se muestran las curvas de peligrosidad sísmica que se obtuvieron según el programa CRISIS2007, para un periodo de retorno de 2475 años para la ciudad de Lima, y las curvas modificadas según la relación suavizada de la relación de respuesta máxima. La curva para el periodo de 0 segundos se incrementó en un valor de 1.25, la curva para 0.2 segundos se incrementó en un valor de 1.295, y la curva para 1.0 segundos se incrementó en 1.40.

### **3.4. Obtención de las Aceleraciones $S_s$ y $S_1$ para un Objetivo de Riesgo del 1%/50 años**

En el artículo “Risk-Targeted versus Current Seismic Design Maps for the Conterminous United States” de la SEAOC 2007 Convention Proceedings (Luco y otros, 2007), se indica que la probabilidad de una estructura para sufrir colapso estructural en un periodo de años no es igual a la probabilidad del movimiento del terreno para el mismo periodo de tiempo (objetivo de riesgo versus objetivo de peligro), y es el principal cambio que se dio en el ASCE/SEI 7 del 2010 con respecto a la versión del 2005, debido a sugerencias de construir mapas de aceleraciones para tener una probabilidad de colapso uniforme (al 1%/50 años), ya que el 2 por ciento de probabilidad de excedencia en 50 años como objetivo de peligro uniforme (2%/50 años, que hasta el 2005 era el Sismo Considerado Máximo) no representaba el objetivo de riesgo buscado. El objetivo de riesgo del 1%/50 años podía variar entre los 1500 y 3000 años de periodo de retorno en diversas ciudades de los Estados Unidos. En la versión del 2005 del ASCE/SEI 7 se usó el 2%/50 años como objetivo de peligro para cambiar el objetivo de desempeño del de “seguridad de vida” al de “prevención del colapso” (el 10%/50 años no era adecuado para la zona central y oriental de los Estados con sismos infrecuentes), y se introdujo un factor de seguridad igual a 1.5 para representar un límite inferior contra el “colapso inherente”, este factor fue dado de forma empírica. Entonces una estructura podría resistir al colapso bajo el Sismo Considerado Máximo si se diseña para el límite inferior, que es el Sismo Considerado Máximo dividido por 1.5 (o multiplicado por 2/3). El factor de seguridad introducido no refleja la incertidumbre que existe entre la capacidad de colapso y el movimiento del terreno. La estimación de la probabilidad de colapso que se obtiene con el 2%/50 años y el factor de seguridad de 1.5 es “más geográficamente uniforme” que el que se obtiene con movimientos del terreno para el 10%/50 años. El factor de seguridad que se planteó tiene incertidumbre en la capacidad de colapso referente al movimiento del terreno, lo que se produce debido a las variaciones de la probabilidad, estas variaciones “surgen del acoplamiento de la incertidumbre con las variaciones en la forma del movimiento del terreno versus las probabilidades de excedencia de las curvas de peligro”.

Luco y otros (2007), también mencionan que la incertidumbre en la capacidad de colapso puede deberse a la variabilidad registro a registro y/o a los detalles constructivos de la estructura, esta incertidumbre puede ser cuantificada por su desviación estándar (usando la desviación estándar del logaritmo natural de la capacidad de colapso). Para el presente estudio la desviación estándar,  $\beta$ , se tomará igual a 0.6 de acuerdo al FEMA (2009). Si la incertidumbre en la capacidad de colapso fuese nula ( $\beta = 0$ ), la probabilidad de colapso en un periodo de años sería igual a la probabilidad de la demanda del movimiento del terreno.

Para el procedimiento utilizado, se tomará en cuenta la incertidumbre en la probabilidad de colapso por medio de la ecuación (3.8).

$$f_{Capacity}(c) = \phi \left[ \frac{\ln c - (\ln c_{10\%} + 1.28\beta)}{\beta} \right] \left( \frac{1}{c\beta} \right) \quad (3.8)$$

$$\phi[\cdot] = \frac{e^{\left(\frac{-[\cdot]^2}{2}\right)}}{\sqrt{2\pi}}$$

donde,

$$\beta = 0.6$$

$$c_{10\%} = \text{aceleración espectral del movimiento del terreno que representa el décimo percentil de la probabilidad de colapso.}$$

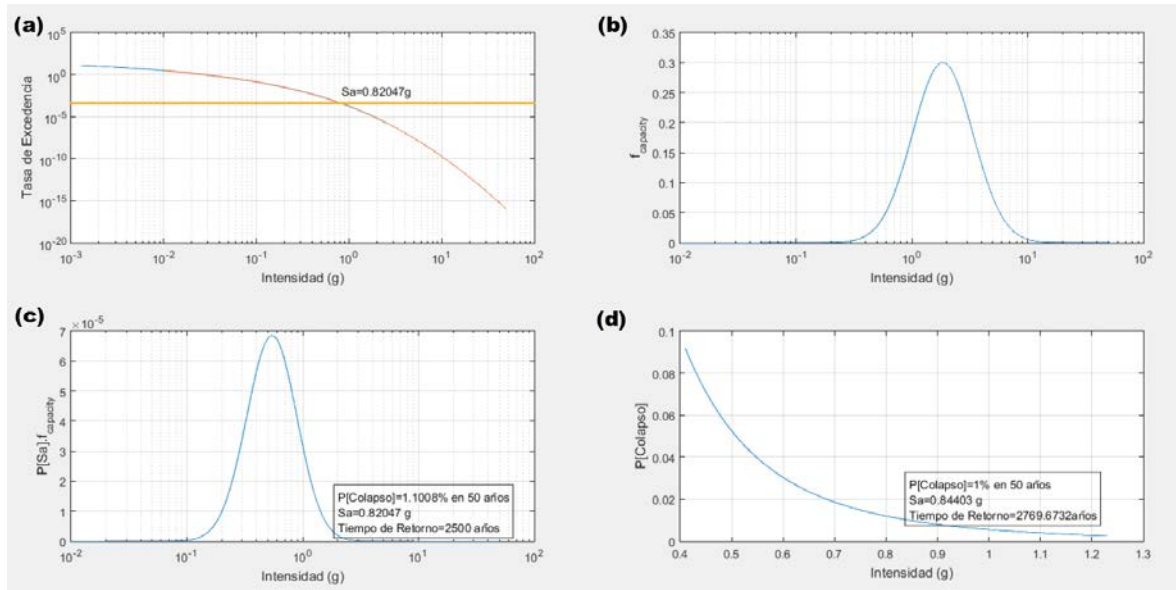
$$\phi[\cdot] = \text{pdf normal estándar (o Gaussiana).}$$

Calculada la incertidumbre, se evalúa la probabilidad de colapso por medio de la ecuación (3.9), y en años con la ecuación (3.10).

$$P[\text{Collapse}] = \int_0^{\infty} P[SA > c] f_{Capacity}(c) dc \quad (3.9)$$

$$P[\text{Collapse en } Y \text{ años}] = 1 - (1 - P[\text{Collapse}])^Y \quad (3.10)$$

donde,  $P[SA > c]$  es la probabilidad anual de que la aceleración espectral exceda el valor de  $c$ . En la Figura 3-17(a) se presentan los cálculos efectuados para la obtención de las aceleraciones para el 1 por ciento de probabilidad de colapso estructural en 50 años asumiendo que la estructura tiene una probabilidad condicional del 10 por ciento de colapso en el sismo considerado máximo ( $MCE_R$ ) asumiendo una desviación estándar logarítmica de 0.6, según las curvas de peligro que representan la respuesta máxima (RotD100) para la ciudad de Lima.

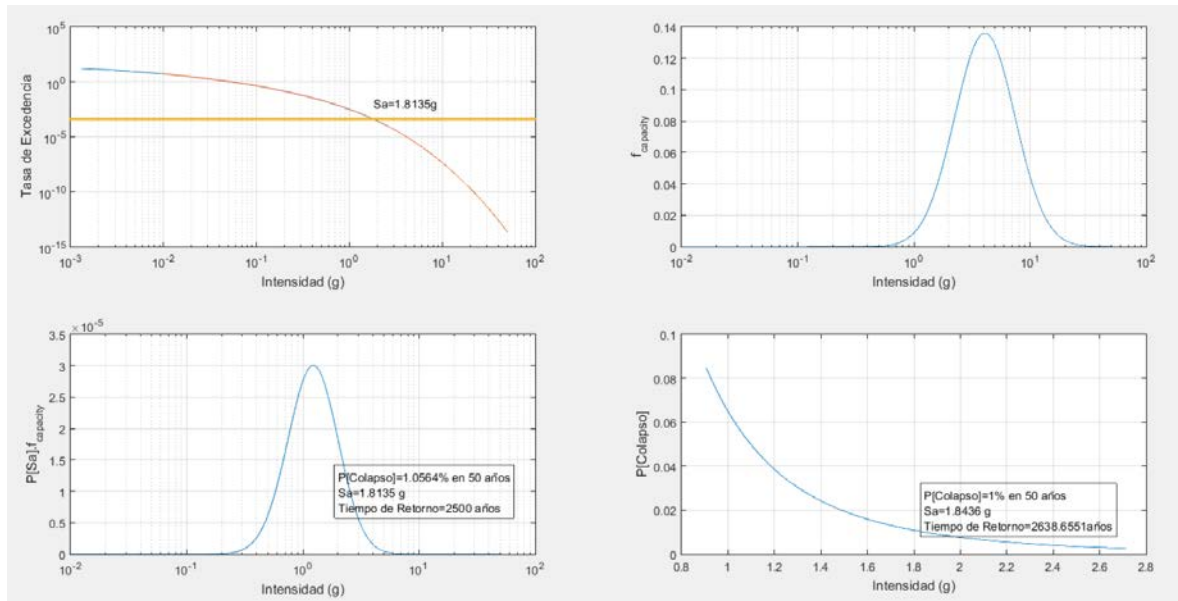


**Figura 3-17:** Cálculo de las aceleraciones para el 1%/50 años en un objetivo de riesgo de colapso, para el PGA.

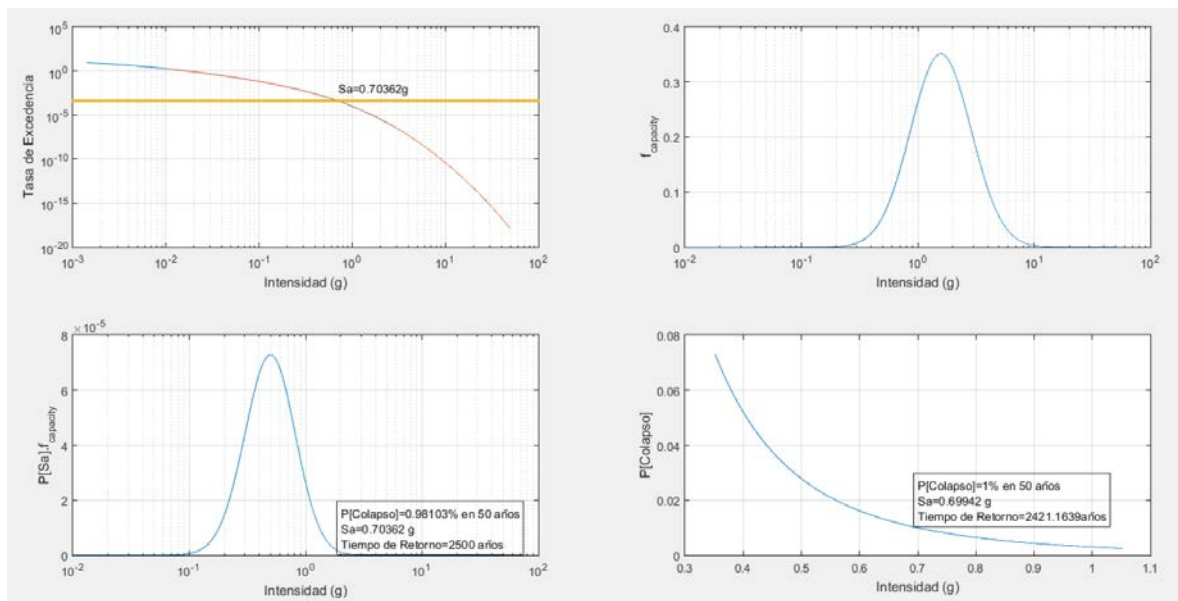
En la Figura 3-17(a), se observa que la aceleración para un periodo de retorno de 2475 años es de 0.820 g (para el PGA o periodo de 0 segundos), el valor difiere en algo con el presentado en la Figura 3-15 (aceleración igual a 0.822 g) ya que es un valor que el programa Matlab obtiene por medio de la interpolación de la curva de peligro, pero la diferencia es despreciable. En (b) se muestra la distribución de probabilidades para la capacidad de colapso estructural,  $f_{capacity}(c)$ , tal como se expresa  $c$  en la ecuación (3.8). En (c) se presenta el producto de la curva de peligro y de  $f_{capacity}(c)$ . Según Luco y otros (2007), la multiplicación es el integrando del riesgo integral. También, el área bajo la curva es la probabilidad de colapso, el cual para 50 años es igual al 1.10% (no representa exactamente el 1%). Para calcular la aceleración para el 1% buscado se realiza un procedimiento iterativo, el cual puede optimizarse por medio de un vector de valores de intensidad cercanos al 1.10% calculado, graficado en (d), desde el cual se puede encontrar el que corresponde de forma precisa al 1%, que para el caso evaluado es igual a 0.844 g, representando un periodo de retorno de 2769 años (distinto a los 2475 años del objetivo de peligro).

El procedimiento empleado se utilizó también para encontrar las aceleraciones del resto de periodos, para representar el 1%/50 años para un objetivo de riesgo de colapso y sus correspondientes periodos de retorno, los resultados se pueden observar en las figuras 3-18 y 3-19, para los periodos

cortos de 0.2 segundos y periodos largos de 1.0, respectivamente, y en la Tabla 3-2 para el resto de periodos.



**Figura 3-18:** Cálculo de las aceleraciones para el 1%/50 años en un objetivo de riesgo de colapso, para 0.2 segundos.



**Figura 3-19:** Cálculo de las aceleraciones para el 1%/50 años en un objetivo de riesgo de colapso, para 1.0 segundos.

En la Tabla 3-2, se puede observar en la columna (a) que los periodos de retorno, para el 1%/50 años, son distintos al objetivo de peligro de 2475 años, incluso varían entre periodos para una misma ubicación. La aceleración  $S_5$ , para periodos cortos de 0.2 segundos, es igual a 1.844 g, y la aceleración  $S_1$ , para periodos largos de 1.0 segundos, es igual a 0.699 g. En la columna (b) se

presentan los valores con el uso del factor de seguridad de 1.5, según el ASCE/SEI 7. Las aceleraciones en la columna (b) a nivel de diseño, con factores de clase de sitio,  $F_a$  y  $F_v$ , iguales a uno,  $S_{DS} = F_a S_S(2/3) = 1.229$  y  $S_{D1} = F_a S_1(2/3) = 0.466$ .  $S_{DS}$  y  $S_{D1}$ , son mayores a las aceleraciones para un periodo de retorno de 475 años (columna (d), aceleración espectral de diseño, para un 10%/50 años de objetivo de peligro incluyendo la respuesta máxima).

	(a)			(b)			(c)			(d)		
Lima	Objetivo de Riesgo			Objetivo de Peligro			Relación Riesgo/Peligro					
T (s)	1%/50 años	Tiempo Retorno	(1%/50 años)/1.5	2475 años	% Col/50 años	475 años	a / c	b / d	a / d			
0 (PGA)	0.844	2770	0.563	0.820	1.101%	0.522	1.029	1.078	1.618			
0.05	1.384	2502	0.923	1.380	1.009%	0.852	1.003	1.083	1.624			
0.10	1.556	2699	1.037	1.522	1.077%	0.962	1.022	1.079	1.618			
0.2 ( $S_S$ )	1.844	2639	1.229	1.813	1.056%	1.139	1.017	1.079	1.618			
0.30	1.688	2614	1.125	1.664	1.048%	1.042	1.014	1.079	1.619			
0.40	1.525	2569	1.016	1.510	1.033%	0.941	1.010	1.081	1.621			
0.50	1.384	2502	0.923	1.380	1.009%	0.852	1.003	1.083	1.624			
0.65	1.136	2485	0.758	1.135	1.003%	0.699	1.001	1.083	1.625			
0.85	0.861	2453	0.574	0.863	0.992%	0.529	0.998	1.085	1.627			
1 ( $S_1$ )	0.699	2421	0.466	0.704	0.981%	0.429	0.994	1.086	1.629			
1.25	0.527	2420	0.351	0.530	0.981%	0.325	0.994	1.083	1.624			
1.50	0.456	2260	0.304	0.468	0.922%	0.275	0.974	1.104	1.657			
2.00	0.333	2179	0.222	0.346	0.890%	0.198	0.961	1.123	1.684			
2.50	0.218	2214	0.146	0.226	0.905%	0.131	0.967	1.109	1.664			
3.00	0.190	2109	0.127	0.200	0.861%	0.109	0.947	1.156	1.735			
Promedio							0.996	1.093	1.639			

**Tabla 3-2:** Resumen de las aceleraciones obtenidas para un objetivo de riesgo de colapso para el 1%/50 años, representando la respuesta máxima.

Si se usara la normativa peruana (con aceleraciones del 10%/50 años) y se quisiera evaluar el Sismo Considerado Máximo (1%/50 años), con o sin respuesta máxima, se podría multiplicar el espectro normativo por un factor igual a 1.64 (redondeando el valor promedio de 1.639), de acuerdo a la relación “a/d” de la Tabla 3-2.

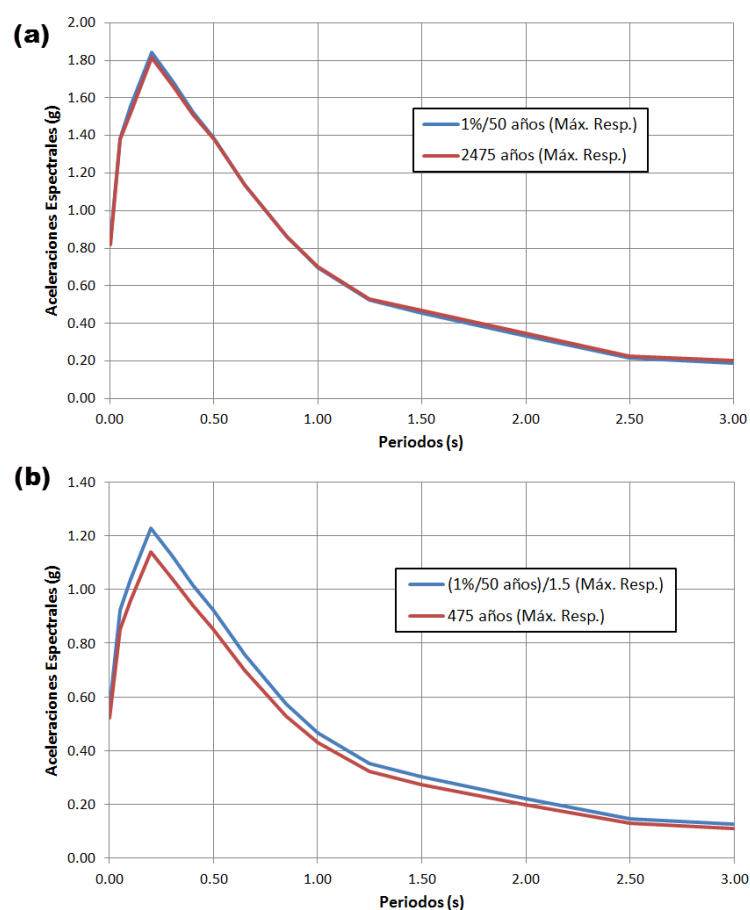
Si trazamos el espectro con los valores de la columna (a) de la Tabla 3-2, se obtiene un espectro para el 1%/50 años al que denominaremos *espectro uniforme de múltiples periodos para un riesgo de colapso estructural del 1%/50 años*, y que nos puede permitir obtener o realizar propuestas de normativa, no sólo basados en un periodo (PGA) o dos periodos ( $S_S$  y  $S_1$ ), sino en múltiples periodos de interés.

En la Figura 3-20 se tiene el espectro uniforme de múltiples periodos obtenido. En (a) se puede observar que los espectros con respuesta máxima, tanto para un objetivo de riesgo de colapso como para un objetivo de peligro, se aproximan bastante, siendo el espectro para un objetivo de riesgo (1%/50 años) algo mayor al espectro para un objetivo de peligro (2475 años), pero se aclara que esto



sólo puede ser representativo para la ciudad evaluada, ya que para otras ubicaciones las diferencias entre objetivos evaluados puede ser mayor, especialmente en zonas donde los sismos son infrecuentes. En (b), se nota que la diferencia entre un espectro con objetivo de riesgo que represente el límite inferior del colapso estructural (es decir el sismo considerado máximo dividido por el factor de seguridad de 1.5) puede diferir al que plantean las normativas con un nivel de peligro (10%/50 años y periodo de retorno de 475 años).

En el siguiente capítulo se podrán utilizar las aceleraciones obtenidas para un objetivo de riesgo de colapso estructural, junto con la forma espectral que plantea el ASCE/SEI 7, basado en dos puntos ( $S_S$  y  $S_1$ ), y poder cumplir con los requerimientos necesarios para el diseño de edificios con aislamiento en la base y con base fija o convencional.



**Figura 3-20:** Comparación entre el espectro de peligro uniforme para un 2%/50 años y un espectro de objetivo de riesgo uniforme del 1%/50 años o espectro uniforme de múltiples periodos, ambos con una relación de amortiguamiento del 5%: (a) Sismo Considerado Máximo, (b) Sismo a Nivel de Diseño.

## 4. Análisis de la Respuesta del Edificio

De acuerdo a la metodología a utilizar, planteada en el Capítulo 02, el siguiente paso es analizar la respuesta del edificio. Con fines comparativos e ilustrar la implementación del FEMA P-58 se desarrollan dos sistemas estructurales como medida de solución: el primero consiste en un modelo del edificio con pórticos de concreto armado que tienen como sistema resistente sísmico muros de concreto armado, y el segundo sistema es un modelo del edificio con pórticos de concreto armado pero con un sistema de aislamiento en la base. En cada uno de estos sistemas se siguieron las recomendaciones y requisitos del ASCE (2016) y del MTC (2016) para las consideraciones del análisis lineal elástico; de documentos como el FEMA (2015), ASCE (2017), NIST (2010a), ATC (2010), FEMA (2009c), ASCE (2007), y ASCE (2014) para las consideraciones y modelamiento en los análisis historia de respuesta no lineal; y los requisitos del ACI (2014) para realizar el diseño del material, según la metodología LRFD (Diseño por Resistencia o por Estados Límites), de cada uno de los componentes y elementos estructurales. Mayores detalles del análisis estructural, lineal elástico y no lineal, se brindan en el Anexo D.

### 4.1. Consideraciones Generales

A continuación se mencionan las consideraciones iniciales que se han tomado en cuenta para el modelamiento, análisis y posterior diseño de ambos sistemas estructurales.

#### Concreto Armado:

Superestructura	:	Resistencia a los 28 días, $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ . Concreto formado por agregado ligero para uso estructural de acuerdo al ACI 318/19.2.4, con factor de modificación, $\lambda$ , igual 0.75. Peso específico igual a $1.8 \text{ Tn/m}^3$ . Material a usarse de manera general en muros estructurales, columnas, vigas, y losas de entrepiso.
Sistema de Aislamiento	:	Resistencia a los 28 días, $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ . Concreto de peso normal. Peso específico igual a $2.4 \text{ Tn/m}^3$ .
Subestructura	:	Resistencia a los 28 días, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ . Concreto de peso normal. Peso específico igual a $2.4 \text{ Tn/m}^3$ . Material a usarse de manera general en zapatas, vigas de cimentación, y losas de cimentación.

#### Módulo Elástico del Concreto:

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec. 19.2.2.1 ACI 318})$$

$$E_{c,280} = 15000\sqrt{280} = 250998.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{c,210} = 15000\sqrt{280} = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$$

#### Acero de Refuerzo:

Resistencia de fluencia : 4200 kg/cm<sup>2</sup> (Grado 60), que cumpla con los requerimientos del ACI 318 Capítulo 20.

#### Módulo Elástico del Acero:

$$E_s = 2002000 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Ec. 20.2.2 ACI 318})$$

#### Parámetros de Peligrosidad Sísmica:

$S_S$	:	1.844 g, para periodos cortos, 0.2 s (obtenida en el Capítulo 03).
$S_1$	:	0.699 g, para periodos largos, 1.0 s (obtenida en el Capítulo 03).
Clase de Sitio	:	B (ASCE/SEI 7-2016, Capítulo 20).
$F_a$	:	0.90, coeficiente de sitio en periodos cortos (ASCE/SEI 7-2016, 11.4.3).
$F_v$	:	0.80, coeficiente de sitio en periodos largos (ASCE/SEI 7-2016, 11.4.3).
$S_{MS}$	:	$S_S \times F_a = 1.659$ g, ajuste por la clase de sitio en periodos cortos (ASCE/SEI 7-2016, 11.4.3). Parámetro de aceleración de respuesta espectral para el sismo considerado máximo ( $MCE_R$ ), valor para el 1 por ciento de probabilidad de colapso estructural en 50 años.
$S_{M1}$	:	$S_1 \times F_v = 0.559$ g, ajuste por la clase de sitio en periodos largos (ASCE/SEI 7-2016, 11.4.3). Parámetro de aceleración de respuesta espectral para el sismo considerado máximo ( $MCE_R$ ), valor para el 1 por ciento de probabilidad de colapso estructural en 50 años.
$S_{DS}$	:	$S_{MS} \times \frac{2}{3} = 1.106$ g (ASCE/SEI 7-2016, 11.4.4), ajuste a nivel de diseño en periodos cortos. Parámetro de aceleración de respuesta espectral a nivel de diseño, representando el límite inferior de la probabilidad de colapso estructural.
$S_{D1}$	:	$S_{M1} \times \frac{2}{3} = 0.373$ g (ASCE/SEI 7-2016, 11.4.4), ajuste a nivel de diseño en periodos largos. Parámetro de aceleración de respuesta espectral a nivel de diseño, representando el límite inferior de la probabilidad de colapso estructural.
$CDS$	:	D, categoría de riesgo sísmico, diseño de pórticos y muros especiales.
$R, R_I$	:	$R = 7$ , factor de modificación de respuesta para el edificio con base fija o convencional. $R_I = \frac{3}{8} \times 7 \leq 2$ , factor de modificación de respuesta para el edificio con base aislada. (ASCE/SEI 7-2016).
$C_d$	:	$C_d = 5.5$ , factor de amplificación de deflexiones para el edificio con base fija o convencional. $C_d = R_I = 2$ , factor de amplificación de deflexiones para el edificio con base aislada. (ASCE/SEI 7-2016).
$I$	:	$I = 1.5$ , factor de importancia para el edificio con base fija o convencional. $I = 1$ , factor de importancia para el edificio con base aislada. (ASCE/SEI 7-2016).

$\Delta_i$  : deriva máxima de piso,  $\Delta_i = 0.015h_i$ , tanto para el edificio con base fija como con base aislada en análisis lineales elásticos (ASCE/SEI 7-2016, Tabla 12.12-1 y 17.6.4.4).  $\Delta_i = 0.030h_i$  para el edificio con base fija y análisis historia de respuesta (ASCE/SEI 7-2016, 16.4.1.2).  $\Delta_i = 0.020h_i$  para el edificio con base aislada y análisis historia de respuesta (ASCE/SEI 7-2016, 17.6.4.4).

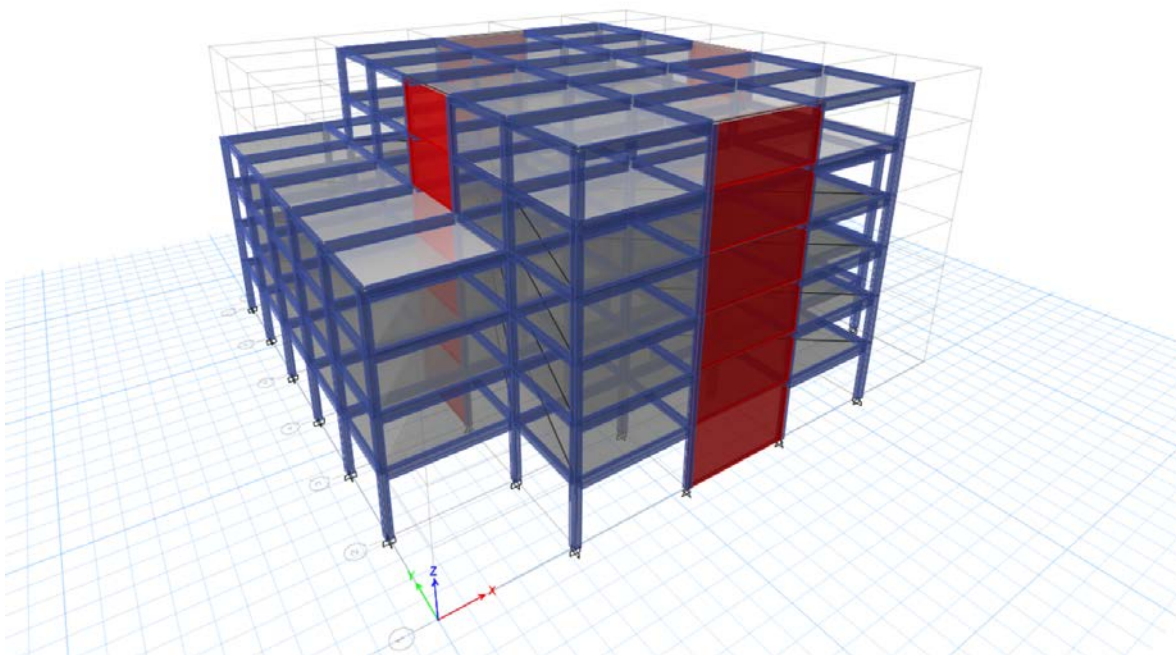
## 4.2. Número de Análisis

Para el análisis historia de respuesta se trabajaron con movimientos registrados en el territorio peruano, los cuales se seleccionaron principalmente tomando en cuenta su intensidad. Según la metodología del FEMA P-58 se necesita 11 pares de movimientos del terreno apropiadamente escalados para obtener una razonable estimación de la respuesta media, esto se debe a que la forma espectral media de registros variados no se ajusta de forma adecuada a un espectro objetivo. En la Tabla 4-1 se presenta la lista de los movimientos del terreno que se utilizaron en los análisis historia de respuesta, en total se eligieron 14. Los movimientos elegidos cuentan con las tres componentes y están corregidas por línea base, también se modificó la duración por medio de la Intensidad de Arias. Se utilizaron un total de 250 modos naturales para tratar de capturar la masa efectiva sísmica, principalmente en la dirección vertical que es importante en edificios con aislamiento en la base.

Se definieron espectros objetivo, para la dirección horizontal y para la vertical, necesarios para poder realizar un ajuste espectral en el dominio de las frecuencias y posterior escalado de las componentes para los registros de los 14 movimientos del terreno seleccionados.

Archivo	Fecha	Hora	Latitud	Longitud	Prof.	Magnitud	Estación	PGA EW	PGA NS	PGA UD
AQP001_20010707043905.txt	07/07/2001	04:38:00	-17.40	-71.67	33.00	6.50	AQP001	-123.21	-120.52	-65.69
AQP001_20050613174516.txt	13/06/2005	17:44:33	-19.61	-69.97	146.00	7.20	AQP001	-80.92	65.12	-45.14
ICA002_20070815184058.txt	15/08/2007	18:40:58	-13.67	-76.76	40.00	7.00	ICA002	-272.82	333.66	192.04
LIM003_20080329075118.txt	29/03/2008	07:51:18	-12.25	-77.25	51.00	5.30	LIM003	100.00	83.50	-49.30
LIM007_20131125150710.txt	25/11/2013	15:06:00	-12.77	-76.48	59.00	5.80	LIM007	85.42	-69.45	-77.17
MOQ002_20030826161133.txt	26/08/2003	16:11:00	-17.40	-71.15	33.00	5.80	MOQ002	271.87	-238.40	148.50
MOQ004_20051107073103.txt	07/11/2005	--	--	--	--	--	MOQ004	-38.82	51.79	-39.35
PRQ_19661017164100.txt	17/10/1966	16:41:00	-10.70	-78.70	24.00	8.10	PRQ	-180.56	-268.24	94.29
PRQ_19700531152300.txt	31/05/1970	15:23:00	-9.36	-78.87	64.00	6.60	PRQ	-105.05	-97.81	74.03
PRQ_19741003092100.txt	03/10/1974	09:21:00	-12.50	-77.98	13.00	6.60	PRQ	-194.21	180.09	100.30
TAC001_20100505214246.txt	05/05/2010	21:42:00	-18.34	-71.17	36.00	6.50	TAC001	-154.00	-190.00	-108.00
TAC002_20120514050040.txt	14/05/2015	05:00:00	-18.05	-70.06	98.00	6.10	TAC002	180.00	85.60	-81.70
TAC002_20140401184718.txt	01/04/2014	18:46:45	-19.57	-70.91	38.90	8.20	TAC002	-71.29	65.27	44.62
ZAR_19740105033351.txt	05/01/1974	03:33:51	-12.39	-76.29	91.70	6.10	ZAR	-138.94	-156.30	-77.01

**Tabla 4-1:** Listado de los 14 movimientos del terreno a utilizar en los análisis historia de respuesta.



**Figura 4-1:** Vista del modelo estructural del sistema estructural en el programa Etabs con un sistema resistente a fuerzas laterales con base a muros de concreto armado.

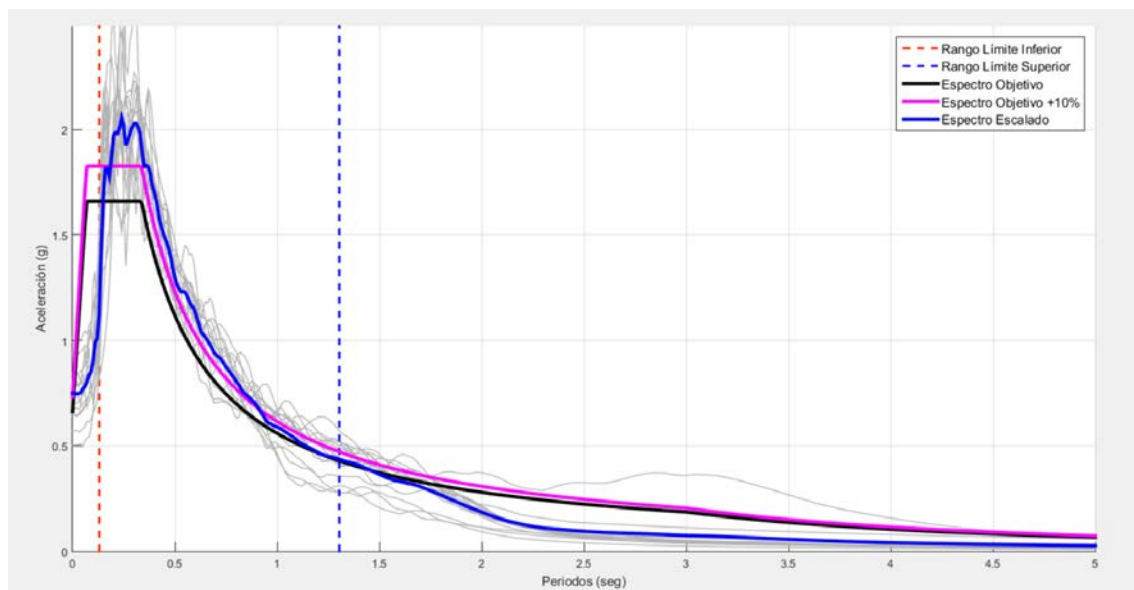
#### **4.3. Análisis Considerando un Sistema Estructural Formado por Pórticos de Concreto Armado y un Sistema Resistente a Fuerzas Laterales con Muros de Concreto Armado**

En la Figura 4-1 se muestra el modelo, en el programa Etabs, utilizado para analizar el edificio con un sistema resistente a fuerzas laterales formado principalmente por muros de concreto armado. En el Anexo C se presentan esquemas adicionales con los diversos elementos estructurales planteados, luego del análisis sísmico y diseño del material.

El modelo estructural se dibujó tomando elementos finitos tipo frame y shell. El primer análisis realizado fue el lineal elástico, para el cual se utilizó el método por Fuerzas Laterales Equivalentes con la finalidad de obtener la fuerza cortante mínima en la base y el método de Análisis Modal de Respuesta Espectral para la obtención de los desplazamientos y relaciones de derivas de entrepiso, con la finalidad de verificar los límites de la distorsión angular máxima de piso que se dan en las normas. El factor de coeficiente de modificación de respuesta utilizado para los análisis lineales elásticos,  $R$ , fue de 7.0. Una vez verificada la distorsión angular máxima de piso en todos los niveles se procedió a realizar el diseño de concreto armado de todos los elementos estructurales, diseño

necesario para obtener las curvas “backbone” (relación momento-curvatura, o momento-giro, o fuerza-deformación en vigas y columnas) y diagramas plásticos de interacción (para el comportamiento acoplado entre el axial y momentos en columnas). Se asignaron rótulas plásticas en los elementos frame (vigas y columnas) por el modelo de plasticidad concentrada, y para los muros de concreto armado (modelados como elementos shell) se asignaron rótulas plásticas utilizando un elemento tipo fibra que toma en cuenta el comportamiento no lineal del material (plasticidad extendida).

Con el modelo estructural verificado por análisis lineales elásticos, y con cada elemento diseñado con el método de diseño por resistencia, se procedió a realizar el análisis historia de respuesta. En la Figura 4-2 se muestra el espectro objetivo (espectro para el Sismo Considerado Máximo) y los espectros de los 14 registros de los movimientos del terreno (tomados como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros de las componentes). Se escaló el promedio de los registros, por medio de un ajuste espectral en el dominio de las frecuencias, para ajustarse al rango de interés. Para el caso de edificios con base fija el rango de interés, una vez calculado el periodo fundamental  $T$  promedio de las dos direcciones, está entre  $0.20T$  y  $2.00T$  (entre 0.13 y 1.31 segundos, también asegurando que el límite inferior tome tantos modos para alcanzar el 90 por ciento de la masa efectiva sísmica).

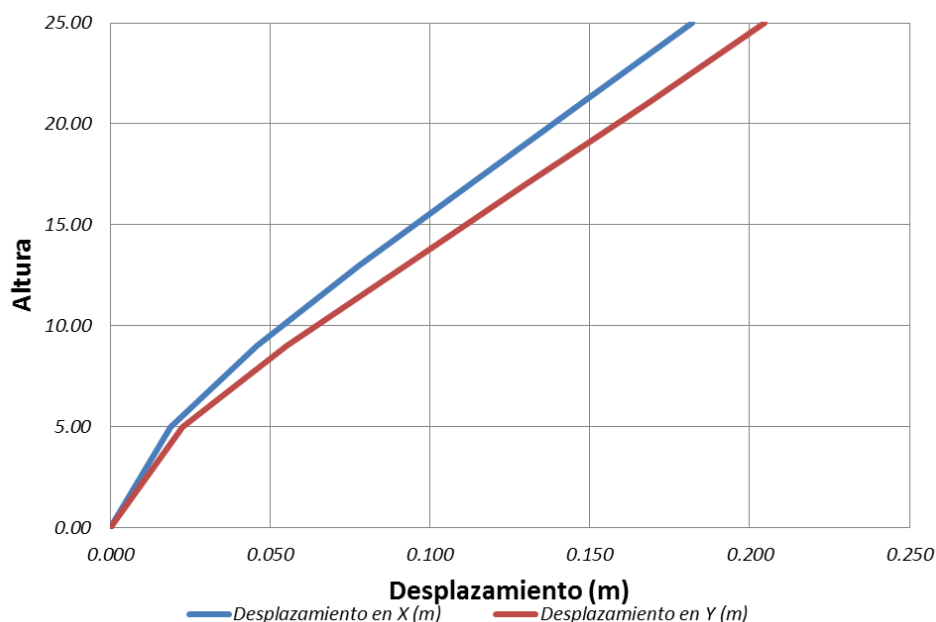


**Figura 4-2:** Resultado del proceso de ajuste espectral y escalado de los registros seleccionados al Sismo Considerado Máximo, para uso del modelo con base fija.

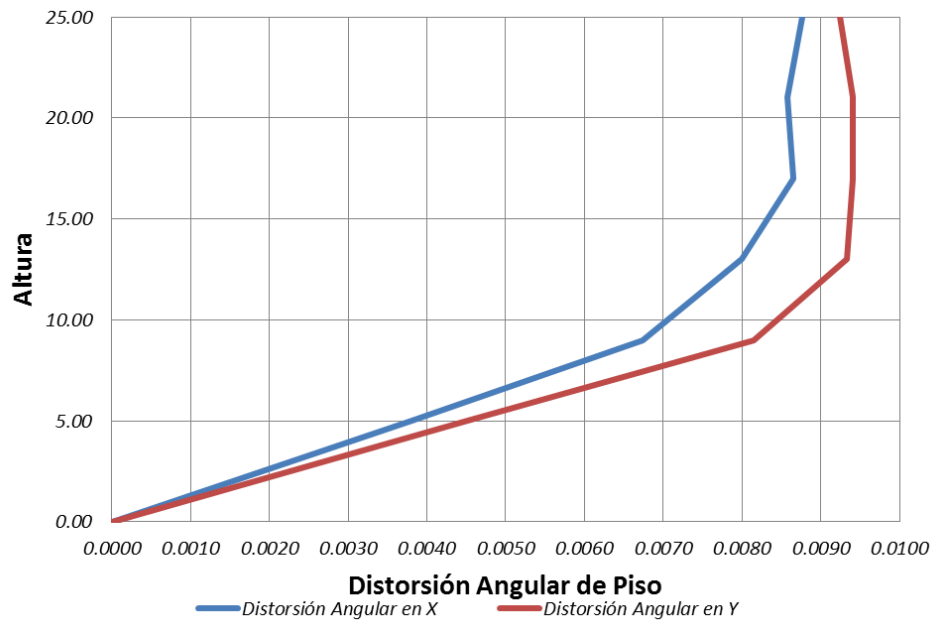
Debido al número de movimientos del terreno utilizados, la respuesta para cada nivel se puede obtener como el promedio de los resultados de cada movimiento del terreno, dicha respuesta se resume en la Tabla 4-2 para todos los pisos, y en las figuras desde la 4-3 hasta la 4-5 se grafican los valores promedio de los *EDPs*. Y en la Tabla 4-3 se muestra el resumen de los resultados más importantes y parámetros utilizados en los diferentes análisis efectuados.

Nivel	Desplazamiento en X (m)	Desplazamiento en Y (m)	Distorsión Angular en X	Distorsión Angular en Y	Aceleración en X (m/s <sup>2</sup> )	Aceleración en Y (m/s <sup>2</sup> )
Piso 6	0.182	0.205	0.0088	0.0092	28.038	23.409
Piso 5	0.147	0.168	0.0086	0.0094	17.808	14.123
Piso 4	0.113	0.130	0.0086	0.0094	10.769	9.644
Piso 3	0.078	0.092	0.0080	0.0093	12.091	10.834
Piso 2	0.046	0.055	0.0067	0.0082	12.662	11.182
Piso 1	0.019	0.023	0.0038	0.0045	9.383	8.771
Base	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	0.000

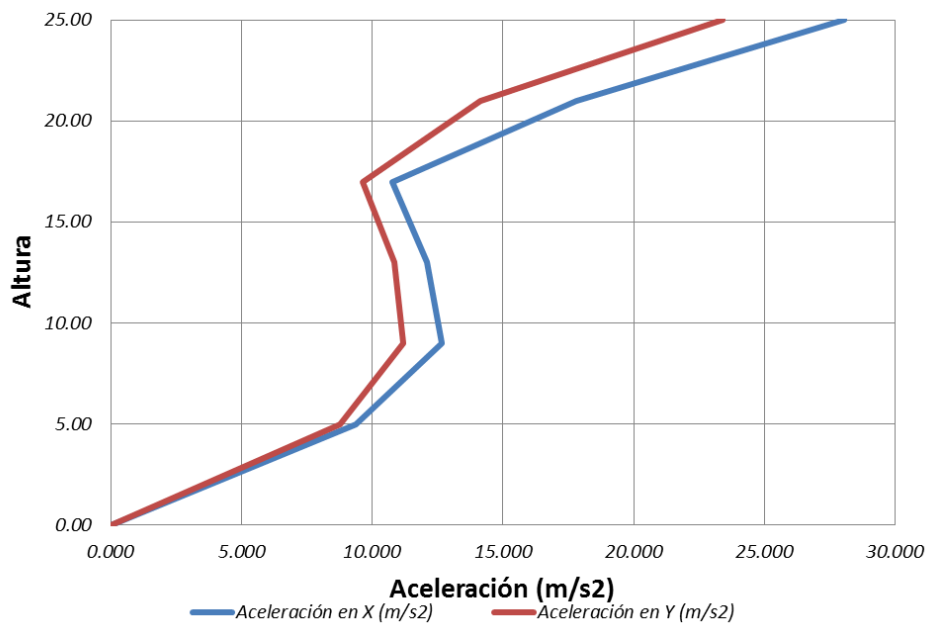
**Tabla 4-2:** Parámetros de demanda ingenieril promedio para cada nivel del edificio con base fija, obtenidos por el análisis historia de respuesta no lineal para el Sismo Considerado Máximo.



**Figura 4-3:** Desplazamientos para cada nivel obtenidos por el análisis historia de respuesta no lineal, modelo con base fija para el Sismo Considerado Máximo.



**Figura 4-4:** Distorsiones angulares de piso para cada nivel, obtenidas por el análisis historia de respuesta no lineal, modelo con base fija para el Sismo Considerado Máximo.



**Figura 4-5:** Aceleraciones para cada nivel, obtenidas por el análisis historia de respuesta no lineal, modelo con base fija para el Sismo Considerado Máximo.



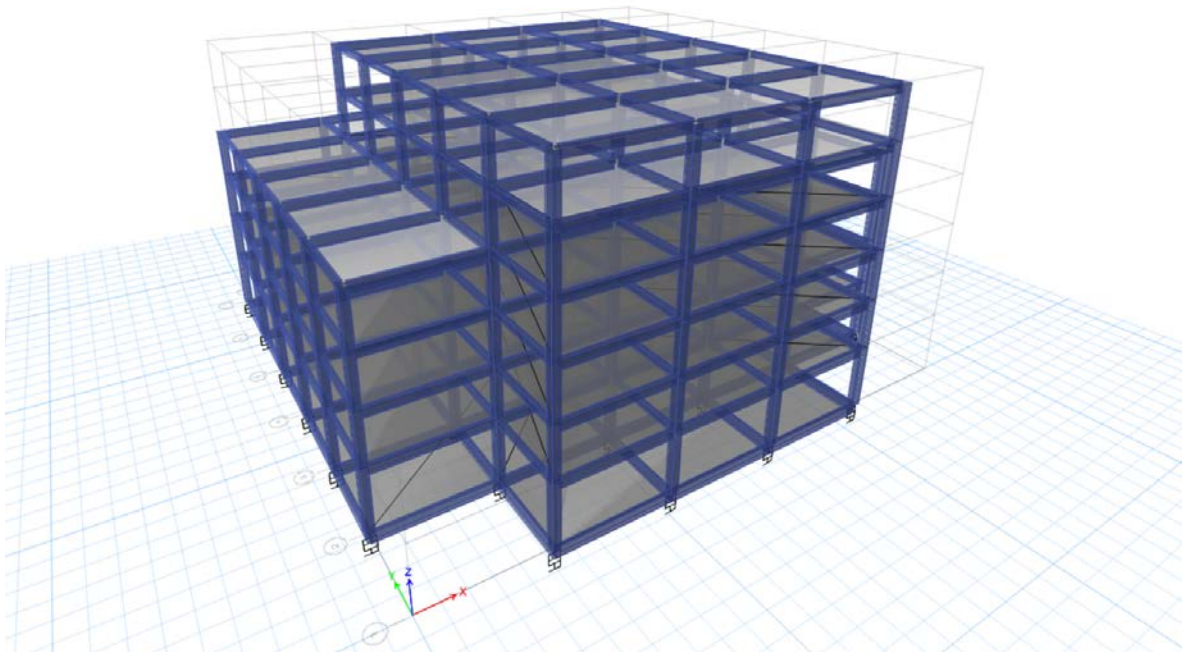
Parámetro de Interés	Fuerzas Horizontales Equivalentes	Modal de Respuesta Espectral	Análisis Historia de Respuesta
Factor de Modificación de Respuesta (R)	7		
Factor de Importancia (I)	1,5		
Factor de Amplificación de Deflexiones (Cd)	5,5		
Distorsión Angular Máxima en Superestructura	0,015		0,030
Periodo Fundamental en X (s)	0,55	0,66	
Periodo Fundamental en Y (s)	0,55	0,54	
Desplazamiento en X, Piso 06 (m)	0,135	0,109	0,182
Desplazamiento en X, Piso 05 (m)	0,110	0,089	0,147
Desplazamiento en X, Piso 04 (m)	0,086	0,073	0,113
Desplazamiento en X, Piso 03 (m)	0,061	0,051	0,078
Desplazamiento en X, Piso 02 (m)	0,036	0,031	0,046
Desplazamiento en X, Piso 01 (m)	0,015	0,013	0,019
Desplazamiento en X, Base (m)	0,000	0,000	0,000
Desplazamiento en Y, Piso 06 (m)	0,198	0,123	0,205
Desplazamiento en Y, Piso 05 (m)	0,162	0,101	0,168
Desplazamiento en Y, Piso 04 (m)	0,125	0,080	0,130
Desplazamiento en Y, Piso 03 (m)	0,087	0,056	0,092
Desplazamiento en Y, Piso 02 (m)	0,051	0,033	0,055
Desplazamiento en Y, Piso 01 (m)	0,021	0,014	0,023
Desplazamiento en Y, Base (m)	0,000	0,000	0,000
Distorsión Angular en X, Piso 06	0,0068	0,0050	0,0088
Distorsión Angular en X, Piso 05	0,0071	0,0041	0,0086
Distorsión Angular en X, Piso 04	0,0073	0,0054	0,0086
Distorsión Angular en X, Piso 03	0,0071	0,0052	0,0080
Distorsión Angular en X, Piso 02	0,0060	0,0044	0,0067
Distorsión Angular en X, Piso 01	0,0035	0,0026	0,0038
Distorsión Angular en Y, Piso 06	0,0092	0,0057	0,0092
Distorsión Angular en Y, Piso 05	0,0097	0,0050	0,0094
Distorsión Angular en Y, Piso 04	0,0099	0,0060	0,0094
Distorsión Angular en Y, Piso 03	0,0095	0,0057	0,0093
Distorsión Angular en Y, Piso 02	0,0080	0,0049	0,0082
Distorsión Angular en Y, Piso 01	0,0045	0,0028	0,0045

**Tabla 4-3:** Resumen de los parámetros de demanda ingenieril obtenidos para el edificio con base fija. Los resultados reflejan la demanda del Sismo Considerado Máximo.

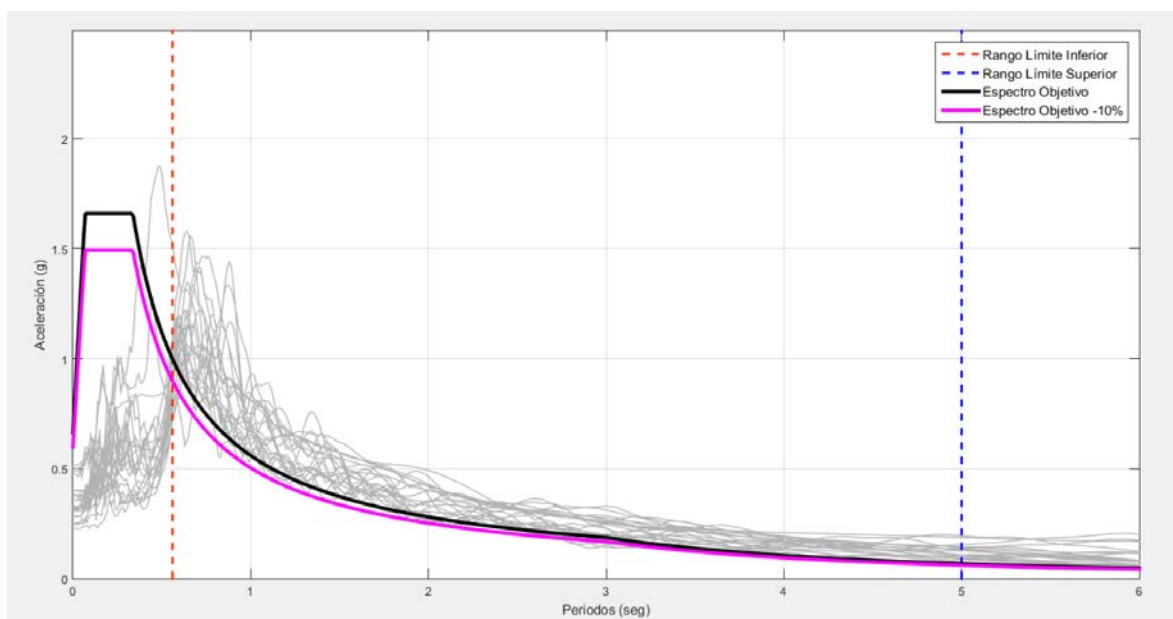
#### 4.4. Análisis Considerando un Sistema Estructural Formado por Pórticos de Concreto Armado y un Sistema de Aislamiento en la Base

El ASCE/SE7 (2017) ha actualizado su procedimiento de diseño con respecto a edificios con aislamiento en la base. El principal cambio es analizar un comportamiento límite superior y otro inferior por medio de factores de modificación de las propiedades, para tomar en cuenta los efectos del envejecimiento y condiciones del entorno, la tasa de carga y calor, y la variación de fabricación en las propiedades promedio de un grupo de aisladores. El comportamiento del sistema estará en el rango comprendido entre el límite superior e inferior. Además, se ha dejado de utilizar directamente el sismo de diseño (que representa el límite inferior del sismo  $MCE_R$ ) para utilizar sólo el Sismo Considerado Máximo en todas las etapas de análisis y verificación.

En la Figura 4-6 se muestra el modelo en el programa Etabs utilizado. En el Anexo C se presentan esquemas adicionales con los diversos elementos estructurales planteados, luego del análisis sísmico y diseño del material. Se planteó el uso de aisladores de la marca Bridgestone, ya que dicha fábrica cuenta con un catálogo completo incluyendo las fórmulas a emplear para el cálculo de las propiedades de los aisladores, que son necesarias en el programa de cálculo. En los asientos de apoyo interiores se usó el tipo HL060X4R, asiento de apoyo de goma, con una altura total de goma de 162 mm, diámetro de 600 mm, y una relación de amortiguamiento de 0.22, en total se tienen 22 aisladores de este tipo. En los asientos de apoyo perimétricos se usó el tipo LL060G4-C, asiento de apoyo de goma de bajo amortiguamiento y un núcleo central de plomo, con una altura total de goma de 162 mm, diámetro de 600 mm, y núcleo central de plomo con un diámetro de 100 mm, en total se tienen 18 aisladores de este tipo. Los aisladores con núcleo central de plomo también forman parte del sistema resistente a vientos y sismos menores, trabajando en conjunto con los elementos de sacrificio. Para el modelo con aislamiento en la base también se asignaron rótulas plásticas a los elementos frame. Los elementos frame se espera que se comporten de manera elástica, pero como el objetivo es obtener también la fragilidad al colapso es necesario verificar su posible incursión inelástica.



**Figura 4-6:** Vista del modelo estructural del sistema estructural en el programa Etabs para el edificio con aislamiento en la base.



**Figura 4-7:** Resultado del proceso de ajuste espectral y escalado de los registros seleccionados al Sismo Considerado  
Máximo, para uso del modelo con aislamiento en la base.

El ASCE/SEI 7 (2017) plantea un procedimiento de diseño aproximado formulado por el método basado en los desplazamientos, con el cual, luego de un proceso de optimización del sistema modificando el periodo y amortiguamiento estructural, se evalúa la fuerza cortante en la base, y posteriormente se utiliza el método de fuerzas horizontales equivalentes para obtener los desplazamientos finales a revisar. El diseño definitivo se obtiene verificando el modelo por el método de análisis historia de respuesta, se necesitan 28 análisis considerando los registros debidamente escalados (14 para el límite inferior del sistema de aislamiento y otros 14 para el límite superior del sistema de aislamiento). En la Figura 4-7 se presentan los espectros de los movimientos del terreno, ajustados y escalados entre un rango inferior y superior de los periodos, donde el rango inferior es igual al periodo del sistema aislado con límite superior multiplicado por 0.20 ( $2.80 \times 0.20 = 0.56$  s), y el rango superior es igual al periodo del sistema aislado con límite inferior multiplicado por 1.25 ( $4.00 \times 1.25 = 5.00$  s). En el rango de ajuste y escalado por lo menos uno de los componentes de un movimiento del terreno debe ser mayor al 90 por ciento del espectro objetivo.

El promedio de los resultados se resume en las Tablas 4-4 y 4-5 para todos los niveles, y en las figuras desde la 4-8 hasta la 4-13 se grafican los valores promedio de los *EDPs*. En los gráficos se presentan los resultados tanto para el límite superior como para el inferior. Y en la Tabla 4-6 se

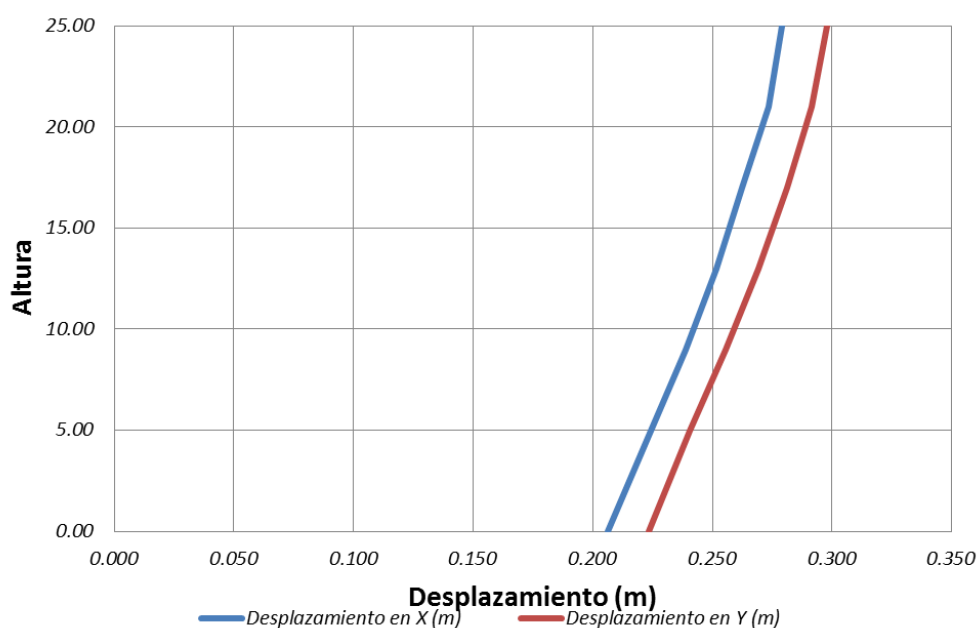
muestra el resumen de los resultados más importantes y parámetros utilizados en los diferentes análisis efectuados.

Nivel	Desplazamiento en X (m)	Desplazamiento en Y (m)	Distorsión Angular en X	Distorsión Angular en Y	Aceleración en X (m/s <sup>2</sup> )	Aceleración en Y (m/s <sup>2</sup> )
Piso 6	0.279	0.298	0.0015	0.0016	5.109	5.299
Piso 5	0.273	0.291	0.0027	0.0025	3.742	3.787
Piso 4	0.262	0.281	0.0027	0.0030	2.603	2.797
Piso 3	0.252	0.269	0.0031	0.0034	1.944	2.139
Piso 2	0.239	0.256	0.0037	0.0037	2.147	2.226
Piso 1	0.224	0.241	0.0036	0.0034	2.757	2.685
Aislamiento	0.206	0.224	1.2746	1.3799	3.725	3.501

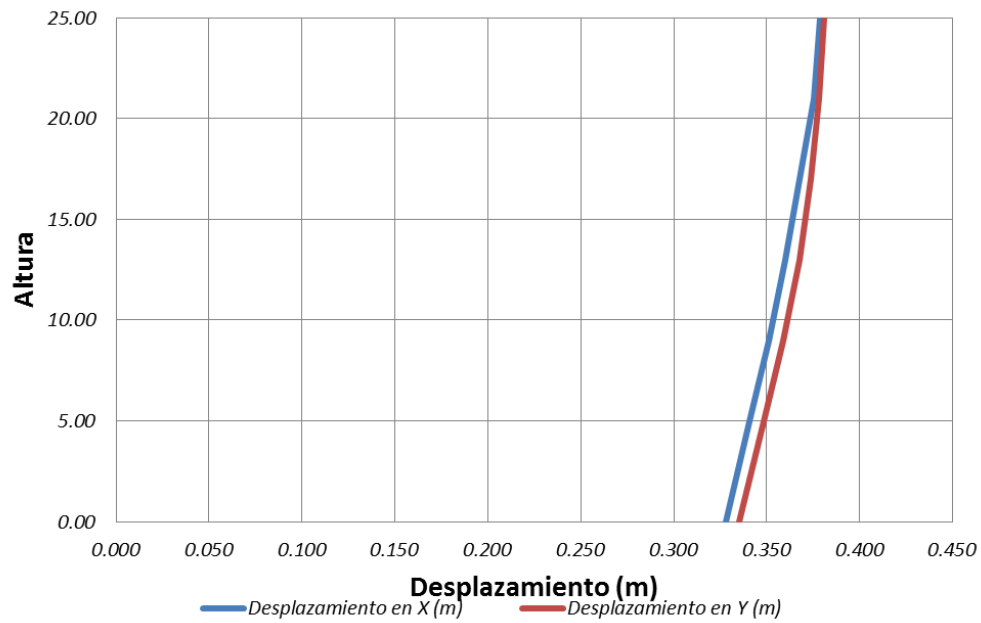
**Tabla 4-4:** Parámetros de demanda ingenieril promedio para cada nivel del edificio con aislamiento en la base, límite superior para el Sismo Considerado Máximo.

Nivel	Desplazamiento en X (m)	Desplazamiento en Y (m)	Distorsión Angular en X	Distorsión Angular en Y	Aceleración en X (m/s <sup>2</sup> )	Aceleración en Y (m/s <sup>2</sup> )
Piso 6	0.379	0.381	0.0008	0.0008	3.056	3.039
Piso 5	0.375	0.378	0.0020	0.0011	2.249	2.216
Piso 4	0.367	0.374	0.0019	0.0015	1.602	1.668
Piso 3	0.360	0.368	0.0022	0.0021	1.187	1.299
Piso 2	0.351	0.359	0.0026	0.0027	1.294	1.315
Piso 1	0.340	0.348	0.0025	0.0027	1.670	1.625
Aislamiento	0.328	0.335	2.0238	2.0673	2.286	2.080

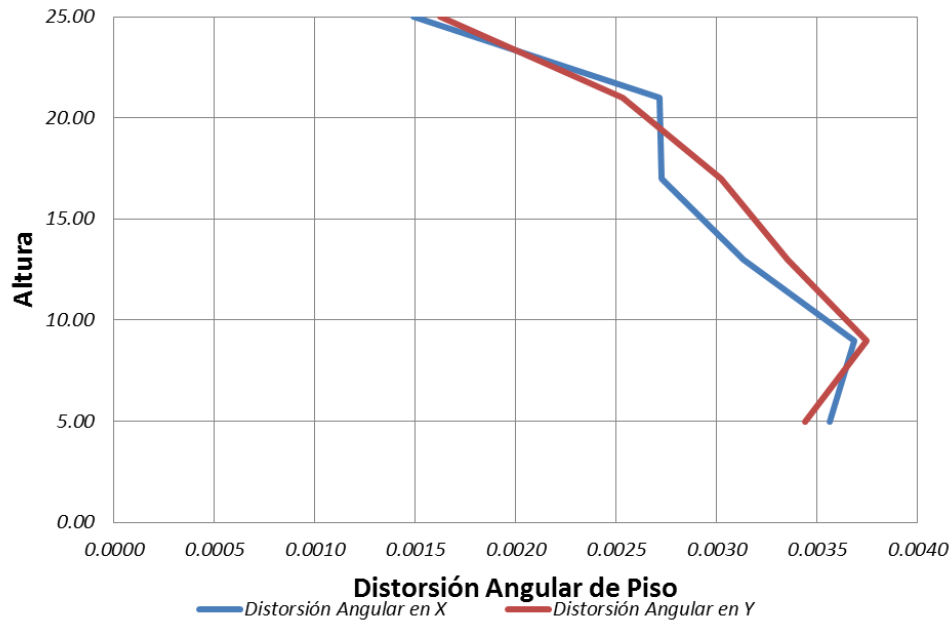
**Tabla 4-5:** Parámetros de demanda ingenieril promedio para cada nivel del edificio con aislamiento en la base, límite inferior para el Sismo Considerado Máximo.



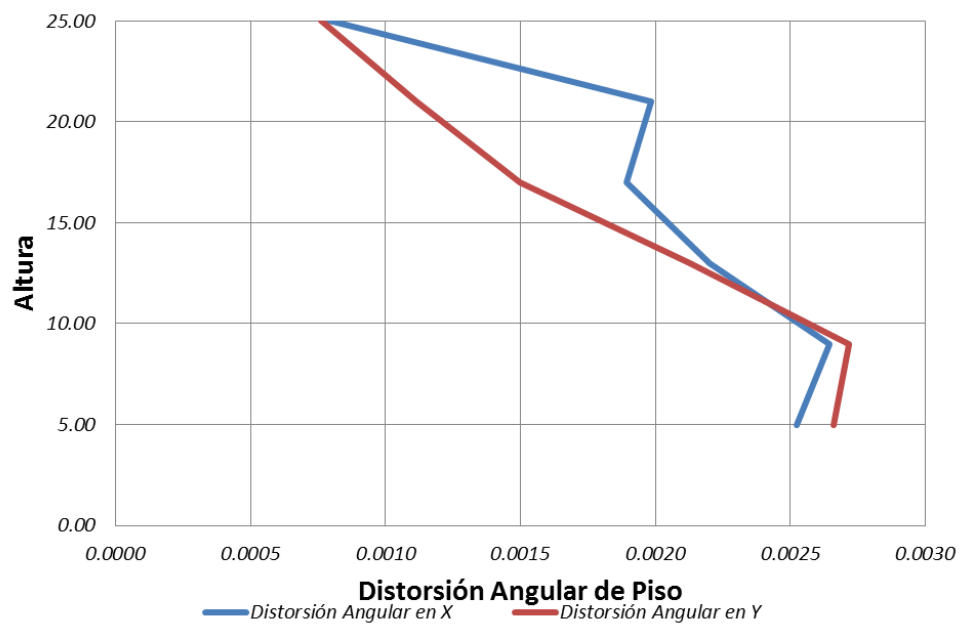
**Figura 4-8:** Desplazamientos para cada nivel, obtenidos por el análisis historia de respuesta no lineal, modelo con aislamiento en la base y límite superior para el Sismo Considerado Máximo.



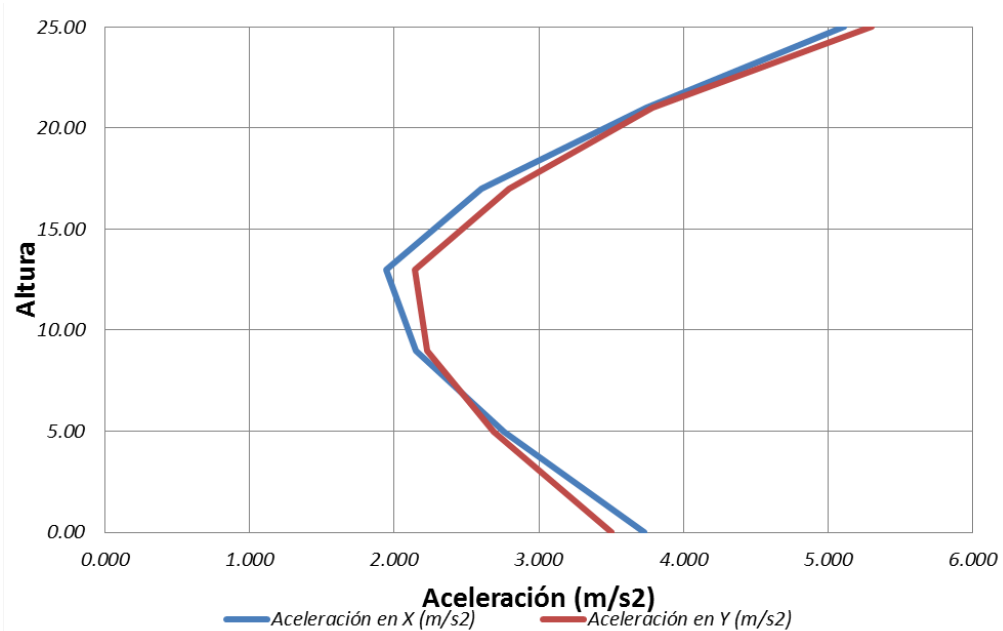
**Figura 4-9:** Desplazamientos para cada nivel, obtenidos por el análisis historia de respuesta no lineal, modelo con aislamiento en la base y límite inferior para el Sismo Considerado Máximo.



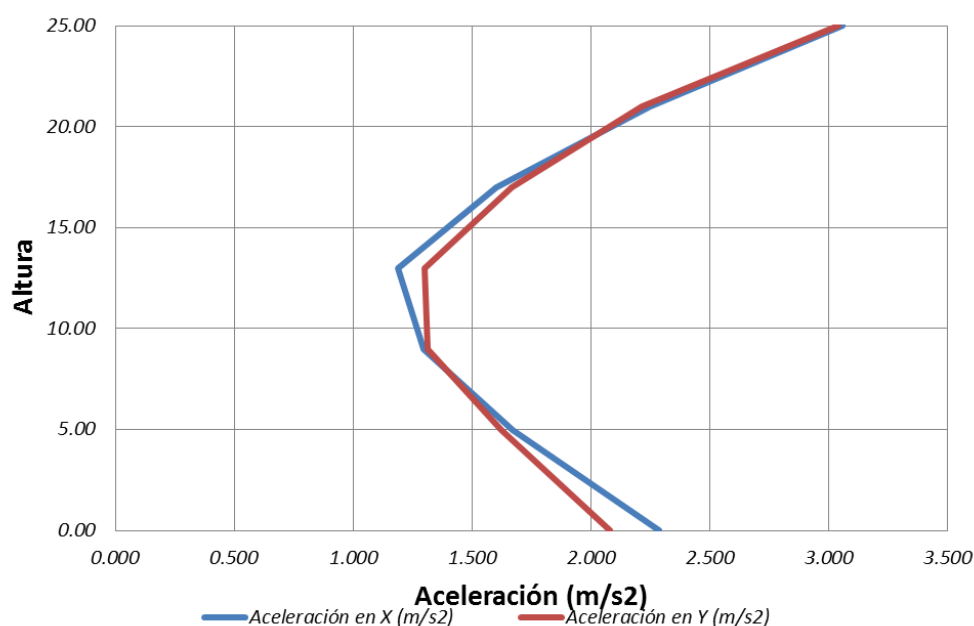
**Figura 4-10:** Distorsiones angulares de piso para cada nivel, obtenidas por el análisis historia de respuesta no lineal, modelo con aislamiento en la base y límite superior para el Sismo Considerado Máximo.



**Figura 4-11:** Distorsiones angulares de piso para cada nivel, obtenidas por el análisis historia de respuesta no lineal, modelo con aislamiento en la base y límite inferior para el Sismo Considerado Máximo.



**Figura 4-12:** Aceleraciones para cada nivel, obtenidas por el análisis historia de respuesta no lineal, modelo con aislamiento en la base y límite superior para el Sismo Considerado Máximo.



**Figura 4-13:** Aceleraciones para cada nivel, obtenidas por el análisis historia de respuesta no lineal, modelo con aislamiento en la base y límite inferior para el Sismo Considerado Máximo.

Parámetro de Interés	Fuerzas Horizontales Equivalentes, Límite Superior	Fuerzas Horizontales Equivalentes, Límite Inferior	Análisis Historia de Respuesta, Límite Superior	Análisis Historia de Respuesta, Límite Inferior
Factor de Modificación de Respuesta (R)	2			
Factor de Importancia (I)	1			
Factor de Amp. de Deflexiones en Super. (Cd)	2			
Distorsión Angular Máxima en Superestructura	0.015		0.020	
Periodo Fundamental en X, sin Aislamiento (s)	0.950		1.278	
Periodo Fundamental en Y, sin Aislamiento (s)	0.950		1.233	
Periodo Fundamental en X, Aislado (s)	2.497	3.840	2.80	3.997
Periodo Fundamental en Y, Aislado (s)	2.497	3.840	2.80	3.995
Desplazamiento en X, Piso 06 (m)	0.334	0.423	0.279	0.379
Desplazamiento en X, Piso 05 (m)	0.317	0.414	0.273	0.375
Desplazamiento en X, Piso 04 (m)	0.284	0.391	0.262	0.367
Desplazamiento en X, Piso 03 (m)	0.260	0.373	0.252	0.360
Desplazamiento en X, Piso 02 (m)	0.238	0.358	0.239	0.351
Desplazamiento en X, Piso 01 (m)	0.216	0.342	0.224	0.340
Desplazamiento en X, Base (m)	0.193	0.326	0.206	0.328
Desplazamiento en Y, Piso 06 (m)	0.335	0.421	0.298	0.381
Desplazamiento en Y, Piso 05 (m)	0.316	0.410	0.291	0.378
Desplazamiento en Y, Piso 04 (m)	0.291	0.394	0.281	0.374
Desplazamiento en Y, Piso 03 (m)	0.267	0.379	0.269	0.368
Desplazamiento en Y, Piso 02 (m)	0.243	0.362	0.256	0.359
Desplazamiento en Y, Piso 01 (m)	0.218	0.344	0.241	0.348
Desplazamiento en Y, Base (m)	0.193	0.327	0.224	0.335
Distorsión Angular en X, Piso 06	0.0042	0.0024	0.0015	0.0008
Distorsión Angular en X, Piso 05	0.0081	0.0058	0.0027	0.0020
Distorsión Angular en X, Piso 04	0.0061	0.0044	0.0027	0.0019
Distorsión Angular en X, Piso 03	0.0054	0.0038	0.0031	0.0022
Distorsión Angular en X, Piso 02	0.0056	0.0041	0.0037	0.0026
Distorsión Angular en X, Piso 01	0.0045	0.0032	0.0036	0.0025
Distorsión Angular en X, Aislamiento	1.1910	2.0122	1.2746	2.0238
Distorsión Angular en Y, Piso 06	0.0047	0.0027	0.0016	0.0008
Distorsión Angular en Y, Piso 05	0.0063	0.0039	0.0025	0.0011
Distorsión Angular en Y, Piso 04	0.0059	0.0039	0.0030	0.0015
Distorsión Angular en Y, Piso 03	0.0062	0.0043	0.0034	0.0021
Distorsión Angular en Y, Piso 02	0.0061	0.0044	0.0037	0.0027
Distorsión Angular en Y, Piso 01	0.0049	0.0036	0.0034	0.0027
Distorsión Angular en Y, Aislamiento	1.1929	2.0159	1.3799	2.0673

**Tabla 4-6:** Resumen de los parámetros de demanda ingenieril obtenidos para el edificio con aislamiento en la base. Los resultados reflejan la demanda del Sismo Considerado Máximo.

En las figuras 4-10 y 4-11, no se incluye la distorsión angular de piso del sistema de aislamiento, ya que la define la deformación por corte con respecto a la altura efectiva de la goma del aislador, y al ser elevada (por encima de 1.0, o 100 por ciento), hace que no se aprecien las distorsiones angulares del resto de pisos.

Los resultados presentados en esta sección son resumidos, mayores detalles sobre el cumplimiento y justificación de los criterios de aceptabilidad global, resultados de los análisis preliminares y definitivos se encuentran en el Anexo D.

#### **4.5. Generación de Demandas Simuladas**

En el procedimiento del FEMA P-58, más que requerir un gran número de análisis estructurales para desarrollar las demandas (por ejemplo, aceleraciones pico y relaciones de derivas de entrepisos), los resultados de un grupo limitado de análisis son matemáticamente transformados en una gran serie de sets de demandas simuladas. Se usa un procedimiento Monte Carlo para calcular la distribución probable de pérdidas, por el cual se genera un gran número de realizaciones (cientos o miles), y cada realización representa un posible resultado del desempeño del edificio, por lo que cada realización necesita un único sets de demandas para determinar los estados de daños y consecuencias resultantes. Los resultados del análisis estructural se ensamblan en matrices, donde cada fila representa la respuesta obtenida de un análisis en particular, y cada columna contiene el valor pico de un *EDP*. Esta matriz de demanda se considera representativa de una distribución lognormal. Se obtienen valores medios manipulando matemáticamente cada *EDP*, y también una matriz de covarianzas que indique la relación de cada parámetro con los otros del set. Luego se genera un gran número de vectores simulados matemáticamente utilizando un proceso de selección de números aleatorios, junto con los valores medios y la matriz de covarianza (FEMA, 2012).

El algoritmo original fue desarrollado por Yang (Yang y otros, 2006; Yang y otros, 2009), y fue extendido en el proyecto del FEMA P-58 para tomar en cuenta la incertidumbre en el modelamiento,  $\beta_m$ , y la incertidumbre en el movimiento del terreno,  $\beta_{gm}$ , sobre la distribución de la demanda.  $m$  representa el número de respuestas desarrolladas en un nivel de intensidad o escenario. A

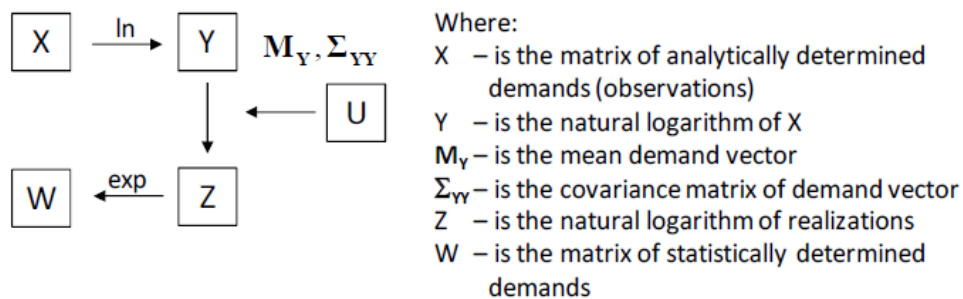


continuación se reseña el procedimiento para generar demandas simuladas para el edificio con base fija (como ejemplo). Lo que se indica en esta sección ha sido tomada del FEMA P-58 (FEMA, 2012)

La matriz a ensamblar la denominaremos  $\mathbf{X}$ , y es una matriz de  $m \times n$ ,  $m$  indica la fila (número de análisis) y  $n$  el número de columnas (parámetros de demanda). El primer paso es calcular el logaritmo natural de cada entrada de  $\mathbf{X}$  para formar la matriz  $\mathbf{Y}$ , que es también una matriz de  $m \times n$ . “Las entradas en  $\mathbf{Y}$  se asumen que son conjuntamente normales y pueden caracterizarse por un vector de  $1 \times n$ ,  $\mathbf{M}_Y$ , conteniendo las medias de los logaritmos naturales de cada demanda y una matriz de covarianzas de  $n \times n$ ,  $\Sigma_{YY}$ ” (FEMA, 2012). El objetivo es encontrar un vector de logaritmos naturales de parámetros de demanda,  $\mathbf{Z}$ , que tenga la misma distribución estadística que  $\mathbf{Y}$  usando un vector de variables aleatorias normales estándar no correlacionados,  $\mathbf{U}$ , con una media de  $\mathbf{0}$ , el cual es un vector de ceros, y una covarianza de  $\mathbf{I}$ , de acuerdo a la ecuación (4.1):

$$\mathbf{Z} = \mathbf{AU} + \mathbf{B} = \mathbf{L}_{np}\mathbf{D}_{pp}\mathbf{U} + \mathbf{M}_y \quad (4.1)$$

donde,  $\mathbf{A}$  y  $\mathbf{B}$  son matrices de coeficientes constantes que transforman linealmente  $\mathbf{U}$  a  $\mathbf{Z}$ ;  $p$  es el rango de la matriz de covarianza, que se obtiene tomando en cuenta el número de eigenvalores no cero de la matriz de covarianza  $\Sigma_{YY}$ . Si  $\Sigma_{YY}$  es de rango completo  $p = n$ .  $\mathbf{D}_{pp}$  es una matriz de  $p \times p$  que se obtiene particionando la raíz cuadrada de los eigenvalores de la matriz de covarianza, denotada como  $\mathbf{D}_y$ , la cual es también una matriz de  $n \times n$ . Y  $\mathbf{L}_{np}$  es una matriz de  $n \times p$  que se obtiene particionando la matriz de eigenvectores de  $n \times n$  de la matriz de covarianza, denotada como  $\mathbf{L}_y$ .



**Figura 4-14:** Procedimiento de generación de vectores simulados de los parámetros de demanda correlacionados. Tomada del FEMA (2012).

Una vez se genera la matriz de covarianzas  $\Sigma_{YY}$ , esta se descompone en una matriz de varianza y en una matriz de coeficientes de correlación. La matriz de varianza consiste en la varianza de cada parámetro de demanda, y es aumentada con la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las incertidumbres  $\beta_m$  y  $\beta_{gm}$ , entonces se ensambla una nueva matriz de covarianza usando la matriz de correlación original y la matriz de varianzas aumentada. Luego el proceso continúa siguiendo el esquema de la Figura 4-14.

Una vez calculada la matriz  $Z$  se calcula la exponencial de cada una de sus entradas para recuperar el vector de parámetros de demandas simuladas  $W$ . Todo este proceso se realizará por medio del PACT, pero a manera de ejemplo a continuación se realizará el proceso para encontrar 10000 demandas simuladas para los parámetros de demanda del edificio con base fija, para los resultados en la dirección  $x$ .

En la Tabla 4-7 se presenta la matriz ensamblada de los parámetros de demanda,  $X$ , obtenidos en el análisis estructural, está formada por 14 filas (por cada intensidad evaluada) y 12 columnas (relaciones de deriva de entrepiso y aceleraciones para cada nivel), las entradas de esta matriz se asume que son lognormales conjuntas. En la Tabla 4-8 se tiene la matriz de los logaritmos naturales de los parámetros de demanda,  $Y$ , las entradas de esta matriz se asume que son normales conjuntas, la última fila representa el vector medio  $M_Y$ . En la Tabla 4-9 se presenta la matriz de covarianza  $\Sigma_{YY}$ . Y en la Tabla 4-10 se muestra la matriz diagonal de la raíz cuadrada de los eigenvalores de  $\Sigma_{YY}$ , que se denota como  $D_Y$ , y todos sus términos son positivos demostrando que  $\Sigma_{YY}$  es de rango completo.

	$\Delta_6$ (%)	$\Delta_5$ (%)	$\Delta_4$ (%)	$\Delta_3$ (%)	$\Delta_2$ (%)	$\Delta_1$ (%)	$a_6$ (g)	$a_5$ (g)	$a_4$ (g)	$a_3$ (g)	$a_2$ (g)	$a_1$ (g)
1	1.121	1.105	1.107	0.949	0.742	0.410	3.381	2.284	1.270	1.219	1.139	0.893
2	0.906	0.893	0.935	0.928	0.790	0.425	2.708	1.621	1.167	1.145	1.409	1.193
3	0.710	0.645	0.622	0.598	0.461	0.295	2.873	1.729	0.834	1.247	1.380	0.928
4	0.745	0.736	0.749	0.727	0.581	0.334	2.916	1.851	1.014	1.403	1.391	0.990
5	0.735	0.690	0.720	0.720	0.619	0.343	2.428	1.518	0.938	1.023	1.045	0.788
6	0.834	0.814	0.833	0.771	0.662	0.375	3.022	1.753	1.018	1.173	1.279	0.907
7	0.989	0.978	0.919	0.771	0.738	0.454	3.601	2.221	1.214	1.706	1.774	1.119
8	1.008	0.997	1.033	1.024	0.875	0.468	2.909	1.833	1.319	1.289	1.461	0.978
9	0.788	0.775	0.757	0.710	0.624	0.354	3.653	1.980	0.974	1.586	2.013	1.393
10	1.056	1.044	1.046	0.961	0.745	0.421	3.315	2.219	1.297	1.324	1.347	1.030
11	0.799	0.785	0.776	0.569	0.544	0.356	3.069	1.875	1.015	1.416	1.507	1.216
12	0.775	0.760	0.791	0.766	0.630	0.328	2.027	1.405	1.028	0.879	0.884	0.738
13	0.959	0.947	0.958	0.881	0.739	0.407	2.271	1.687	1.201	1.081	0.888	0.698
14	0.844	0.836	0.862	0.826	0.677	0.349	1.856	1.447	1.086	0.769	0.559	0.525

**Tabla 4-7:** Matriz de parámetros de demanda,  $X$ , para el modelo del edificio con base fija, resultados en la dirección  $x$ .

	$\Delta_6$ (%)	$\Delta_5$ (%)	$\Delta_4$ (%)	$\Delta_3$ (%)	$\Delta_2$ (%)	$\Delta_1$ (%)	$a_6$ (g)	$a_5$ (g)	$a_4$ (g)	$a_3$ (g)	$a_2$ (g)	$a_1$ (g)
1	0.114	0.100	0.102	-0.052	-0.298	-0.892	1.218	0.826	0.239	0.198	0.130	-0.113
2	-0.099	-0.113	-0.067	-0.075	-0.236	-0.856	0.996	0.483	0.154	0.135	0.343	0.176
3	-0.342	-0.439	-0.475	-0.514	-0.774	-1.221	1.055	0.548	-0.182	0.221	0.322	-0.075
4	-0.294	-0.307	-0.289	-0.319	-0.543	-1.097	1.070	0.616	0.014	0.339	0.330	-0.010
5	-0.308	-0.371	-0.329	-0.329	-0.480	-1.070	0.887	0.417	-0.064	0.023	0.044	-0.238
6	-0.182	-0.206	-0.183	-0.260	-0.412	-0.981	1.106	0.561	0.018	0.160	0.246	-0.098
7	-0.011	-0.022	-0.084	-0.260	-0.304	-0.790	1.281	0.798	0.194	0.534	0.573	0.112
8	0.008	-0.003	0.032	0.024	-0.134	-0.759	1.068	0.606	0.277	0.254	0.379	-0.022
9	-0.238	-0.255	-0.278	-0.342	-0.472	-1.038	1.296	0.683	-0.026	0.461	0.700	0.331
10	0.054	0.043	0.045	-0.040	-0.294	-0.865	1.198	0.797	0.260	0.281	0.298	0.030
11	-0.224	-0.242	-0.254	-0.564	-0.609	-1.033	1.121	0.629	0.015	0.348	0.410	0.196
12	-0.255	-0.274	-0.234	-0.267	-0.462	-1.115	0.707	0.340	0.028	-0.129	-0.123	-0.304
13	-0.042	-0.054	-0.043	-0.127	-0.302	-0.899	0.820	0.523	0.183	0.078	-0.119	-0.360
14	-0.170	-0.179	-0.149	-0.191	-0.390	-1.053	0.618	0.369	0.083	-0.263	-0.582	-0.644
$\mu_y$	-0.142	-0.166	-0.158	-0.237	-0.408	-0.976	1.032	0.585	0.085	0.189	0.211	-0.073

**Tabla 4-8:** Matriz de los logaritmos naturales,  $Y$ , de los parámetros de demanda, para el modelo del edificio con base fija, resultados en la dirección  $x$ .

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	0.021	0.023	0.023	0.020	0.020	0.017	0.009	0.014	0.019	0.005	0.002	0.002
2	0.023	0.026	0.026	0.023	0.023	0.019	0.010	0.015	0.021	0.006	0.002	0.002
3	0.023	0.026	0.027	0.025	0.024	0.019	0.005	0.011	0.022	0.001	-0.004	-0.001
4	0.020	0.023	0.025	0.030	0.027	0.018	-0.002	0.005	0.020	-0.007	-0.011	-0.008
5	0.020	0.023	0.024	0.027	0.027	0.020	0.001	0.005	0.020	-0.001	-0.003	-0.002
6	0.017	0.019	0.019	0.018	0.020	0.018	0.010	0.010	0.017	0.009	0.011	0.008
7	0.009	0.010	0.005	-0.002	0.001	0.010	0.043	0.029	0.005	0.041	0.060	0.044
8	0.014	0.015	0.011	0.005	0.005	0.010	0.029	0.024	0.009	0.027	0.033	0.024
9	0.019	0.021	0.022	0.020	0.020	0.017	0.005	0.009	0.019	0.003	-0.001	0.000
10	0.005	0.006	0.001	-0.007	-0.001	0.009	0.041	0.027	0.003	0.046	0.065	0.047
11	0.002	0.002	-0.004	-0.011	-0.003	0.011	0.060	0.033	-0.001	0.065	0.106	0.079
12	0.002	0.002	-0.001	-0.008	-0.002	0.008	0.044	0.024	0.000	0.047	0.079	0.065

**Tabla 4-9:** Matriz covarianzas,  $\Sigma_{yy}$ , de los parámetros de demanda, para el modelo del edificio con base fija, resultados en la dirección  $x$ .

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.022	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	0.000	0.000	0.045	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0.000	0.000	0.000	0.062	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.066	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.168	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.240	0.000	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.285	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.516	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.429	0.000
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.748

**Tabla 4-10:** Matriz diagonal,  $D_Y$ , de la raíz cuadrada de los eigenvalores de  $\Sigma_{YY}$ , para el modelo del edificio con base fija, resultados en la dirección  $x$ .

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	-0.420	0.347	0.161	0.144	-0.207	0.572	-0.235	-0.154	-0.040	-0.256	-0.086	0.365
2	0.296	-0.646	-0.035	-0.040	-0.490	0.027	-0.034	-0.218	-0.112	-0.213	-0.093	0.369
3	0.147	0.410	-0.623	-0.328	0.080	-0.226	0.004	-0.311	0.015	-0.088	-0.154	0.359
4	0.037	-0.136	-0.164	0.248	0.101	0.218	0.260	0.213	0.722	0.229	-0.234	0.304
5	-0.071	0.242	0.351	-0.051	-0.405	-0.493	-0.183	0.241	0.019	0.413	-0.180	0.330
6	0.233	-0.109	-0.127	0.285	0.452	0.142	-0.359	0.260	-0.459	0.271	-0.028	0.360
7	-0.429	-0.309	-0.091	-0.217	0.211	-0.247	-0.468	0.102	0.314	-0.178	0.410	0.182
8	0.453	0.260	0.346	0.221	0.152	-0.200	0.104	0.131	0.151	-0.547	0.286	0.255
9	-0.312	-0.175	0.337	-0.306	0.396	-0.069	0.542	-0.103	-0.228	-0.004	-0.133	0.359
10	-0.254	0.044	-0.393	0.193	-0.316	-0.036	0.429	0.418	-0.266	-0.032	0.435	0.143
11	0.318	0.098	0.135	-0.565	-0.080	0.431	0.020	0.073	0.082	0.330	0.475	0.110
12	-0.044	0.011	0.060	0.422	0.026	-0.130	0.077	-0.666	0.052	0.380	0.436	0.109

**Tabla 4-11:** Matriz  $L_Y$  para el ejemplo, para el modelo del edificio con base fija, resultados en la dirección  $x$ .

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	1.505	1.695	2.266	2.466	1.906	0.555	1.128	1.121	2.597	0.446	0.389	0.391
2	2.394	2.021	1.720	1.530	0.881	0.578	7.778	6.009	2.068	2.443	2.782	1.689
3	1.343	1.492	1.671	1.157	1.180	0.578	0.848	0.843	2.341	0.471	0.424	0.596
4	0.449	0.477	0.508	0.684	0.531	0.208	3.368	1.181	0.488	1.071	1.670	1.318
5	0.852	0.726	0.758	0.789	0.470	0.213	1.543	0.987	0.700	0.461	0.582	0.384
6	0.606	0.541	0.508	0.693	0.486	0.280	1.836	1.336	0.747	1.159	0.956	0.614
7	0.566	0.537	0.563	0.670	0.507	0.228	2.254	1.252	0.621	0.905	0.978	0.670
8	0.448	0.414	0.552	0.637	0.528	0.261	2.568	0.931	0.605	0.694	1.262	1.104
9	0.431	0.481	0.546	0.347	0.285	0.140	2.103	1.193	0.584	0.711	0.869	1.327
10	0.760	0.714	0.599	0.503	0.513	0.400	11.561	4.985	0.739	5.094	5.506	3.742

**Tabla 4-12:** Matriz de los parámetros de demanda simulados,  $W$ , se indican los 10 primeros vectores de los 10000, para el modelo del edificio con base fija, resultados en la dirección  $x$ .

$\Delta_6$ (%)	$\Delta_5$ (%)	$\Delta_4$ (%)	$\Delta_3$ (%)	$\Delta_2$ (%)	$\Delta_1$ (%)	$a_6$ (g)	$a_5$ (g)	$a_4$ (g)	$a_3$ (g)	$a_2$ (g)	$a_1$ (g)
1.055	1.043	1.049	1.037	1.015	1.003	1.005	0.999	0.926	1.045	1.055	0.807

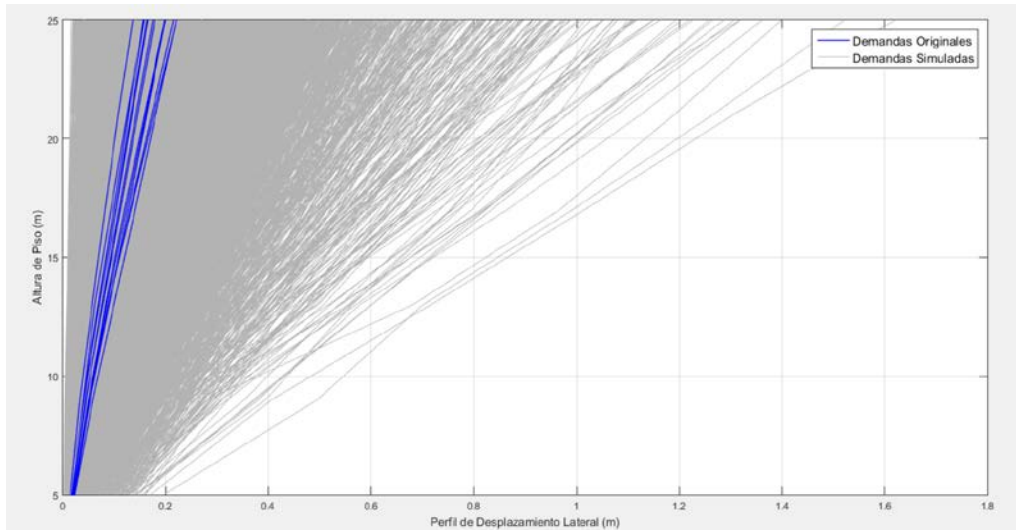
**Tabla 4-13:** Relación de los logaritmos medios de los simulados a los originales, para el modelo del edificio con base fija, resultados en la dirección  $x$ .

0.984	0.984	0.984	0.984	0.975	0.974	0.986	0.995	0.983	0.993	0.876	0.845
0.984	0.984	0.983	0.983	0.975	0.975	0.991	0.996	0.982	1.000	0.888	0.883
0.984	0.983	0.984	0.987	0.978	0.975	0.985	0.994	0.982	0.978	1.036	1.187
0.984	0.983	0.987	0.996	0.985	0.977	1.137	0.956	0.985	1.030	1.025	1.039
0.975	0.975	0.978	0.985	0.980	0.975	0.897	0.963	0.977	1.063	1.040	1.145
0.974	0.975	0.975	0.977	0.975	0.976	0.988	0.985	0.976	0.997	0.991	0.976
0.986	0.991	0.985	1.137	0.897	0.988	1.000	1.000	0.985	1.002	1.000	0.999
0.995	0.996	0.994	0.956	0.963	0.985	1.000	1.003	0.993	1.003	0.998	0.995
0.983	0.982	0.982	0.985	0.977	0.976	0.985	0.993	0.982	0.998	1.097	0.420
0.993	1.000	0.978	1.030	1.063	0.997	1.002	1.003	0.998	1.003	1.001	1.000
0.876	0.888	1.036	1.025	1.040	0.991	1.000	0.998	1.097	1.001	1.002	1.001
0.845	0.883	1.187	1.039	1.145	0.976	0.999	0.995	0.420	1.000	1.001	1.000

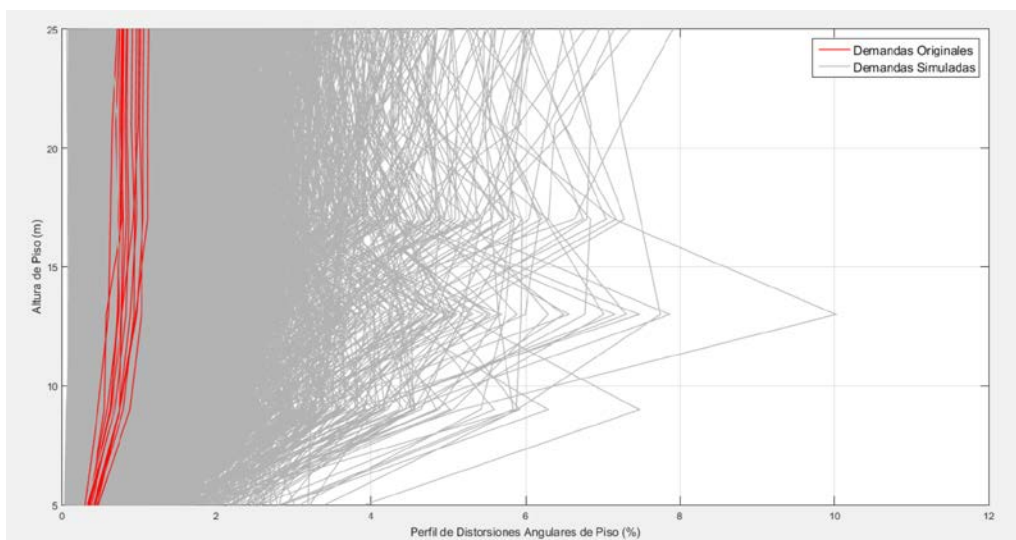
**Tabla 4-14:** Relación de entrada en las matrices  $\Sigma_{YY}$  simulada y original, para el modelo del edificio con base fija, resultados en la dirección  $x$ .

Los resultados fueron obtenidos por medio de script en el programa Matlab, modificado, que se presenta en el FEMA P-58. Las incertidumbres  $\beta_m$  y  $\beta_{gm}$  fueron de 0.35 y 0.55, respectivamente. A partir de la Tabla 4-7 hasta la Tabla 4-11 se tienen las matrices que se requieren para generar los vectores simulados. Según el FEMA P-58, luego se calcula el vector  $\mathbf{U}$  de  $12 \times 1$  de variables aleatorias normales estándar no correlacionadas, con una media de  $\mathbf{0}$  y una matriz de covarianza  $\mathbf{I}$ . En el Matlab se usa la función “randn” para generar número aleatorios. Este proceso se repite 9999 veces para construir las 10000 simulaciones y luego se calcula la exponencial de la matriz de  $12 \times 10000$  para recuperar los parámetros de demanda, matriz que se presenta en la Tabla 4-12 para las primeras 10 simulaciones. Para finalizar con el proceso se comparan las estadísticas de las demandas simuladas con las estadísticas de las demandas originales, esto se realiza obteniendo las relaciones de los vectores medios y de las matrices de covarianza. En la Tabla 4-13 se muestran las relaciones de los elementos del vector de respuesta simulado a los elementos del vector original del análisis historia de respuesta, y en la Tabla 4-14 se tienen las relaciones pero para las covarianzas, los valores en ambas tablas son cercanos a uno.

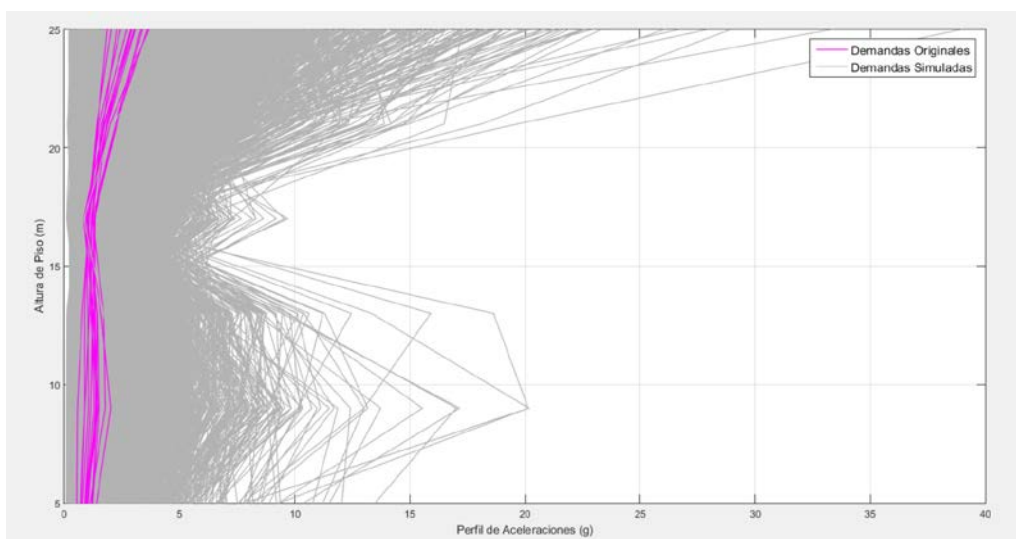
En las figuras desde la 4-15 a la 4-17 se grafican las demandas originales y las 10000 simuladas. Y en la Figura 4-18 se presentan ejemplos de trazados de correlación entre parámetros de demanda ingenieril, a la izquierda se tienen buenas correlaciones entre las distorsiones angulares del piso 6 con las del piso 5 y entre las aceleraciones del piso 6 y del piso 3; mientras que a la derecha se presentan pobres correlaciones entre las distorsiones angulares del piso 3 y del piso, 1 y las aceleraciones del piso 4 y del piso 2.



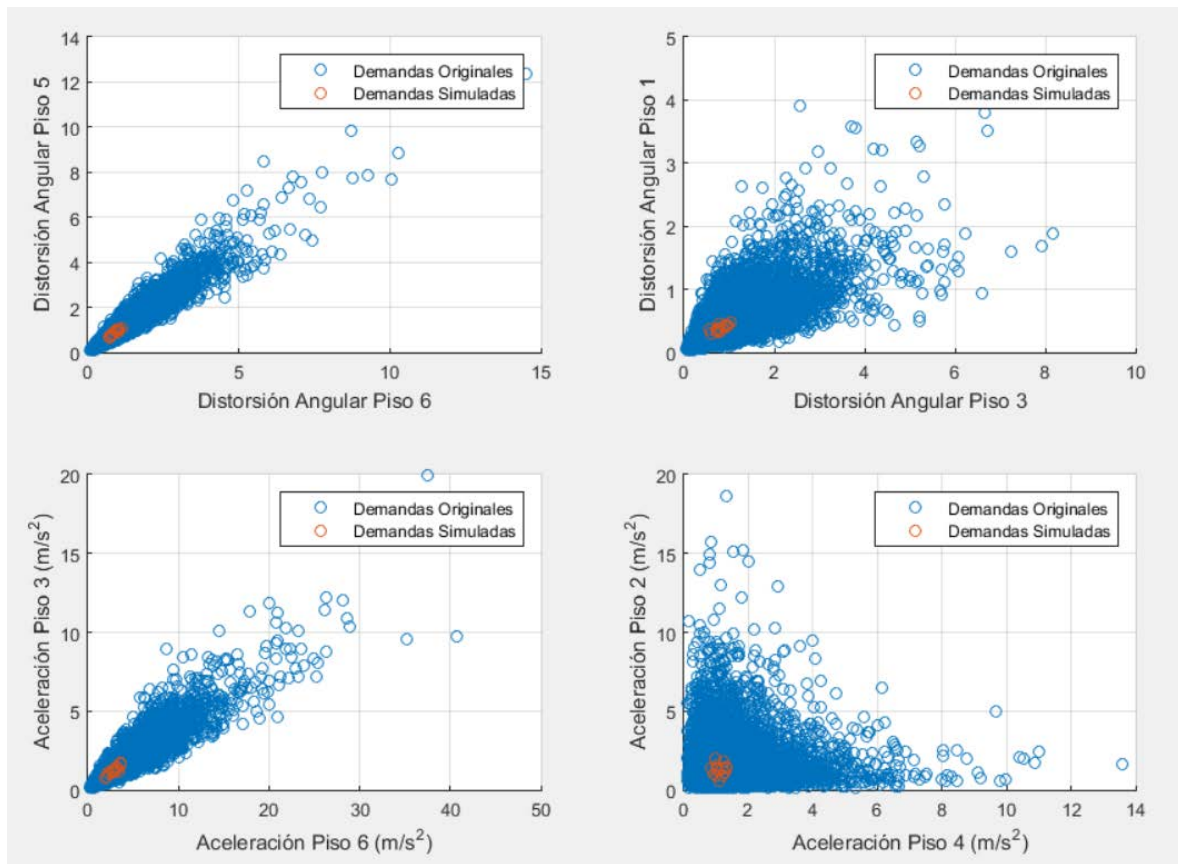
**Figura 4-15:** Desplazamientos (originales en azul y simulados en gris), para el modelo del edificio con base fija, en la dirección  $x$ .



**Figura 4-16:** Distorsiones angulares de piso (originales en rojo y simulados en gris), para el modelo del edificio con base fija, en la dirección  $x$ .



**Figura 4-17:** Aceleraciones (originales en magenta y simulados en gris), para el modelo del edificio con base fija, en la dirección  $x$ .



**Figura 4-18:** Trazados ilustrando la correlación entre parámetros de demanda.

## 4.6. Evaluación de las Derivas Residuales

### 4.6.1. Concepto de Deriva Residual y Planteamiento del FEMA P-58

De acuerdo al FEMA P-58 (FEMA, 2012), las derivas residuales o permanentes son importantes al momento de considerar la seguridad post-sísmica de un edificio y a la factibilidad económica de la reparación. La deriva residual que se obtienen por los análisis historia de respuesta son altamente sensibles y variables, y los factores claves para su obtención son la pendiente endurecimiento/ablandamiento post-fluencia y la respuesta ante la descarga. La deriva residual también puede estar influenciada por efectos de directividad y duración del registro (muchos ciclos de respuesta significativa inelástica). La simulación directa de la deriva residual es bastante compleja y su implementación no es práctica, en su lugar se han desarrollado ecuaciones que permitan estimarla en función de la respuesta transitoria pico de la estructura. De acuerdo a estudios analíticos previos, se plantea el uso de la ecuación (4.2), que se aplica a sistemas típicos de edificios, que relaciona la deriva residual de piso,  $\Delta_r$ , a la deriva de piso,  $\Delta$ :

$$\begin{aligned}
\Delta_r &= 0 & \text{para } \Delta \leq \Delta_y \\
\Delta_r &= 0.3(\Delta - \Delta_y) & \text{para } \Delta_y < \Delta < 4\Delta_y \\
\Delta_r &= (\Delta - 3\Delta_y) & \text{para } \Delta \geq 4\Delta_y
\end{aligned} \tag{4.2}$$

donde,  $\Delta_y$  es la deriva de piso en fluencia. Estas ecuaciones están calibradas tal que en una relación de ductilidad de 4, la relación de la deriva residual de piso a la deriva transitoria sea 0.23; en relaciones de ductilidad de 2 y 6, las relaciones de la deriva residual a la deriva transitoria pico sean 0.15 y 0.5, respectivamente; y cuando se alcance el punto de colapso, la deriva residual y la deriva pico de piso convergen. En la Figura 4-19 se muestra las relaciones indicadas.

#### 4.6.2. Estados de Daño para la Deriva Residual

En la Tabla 4-15 se muestran los cuatro estados de daño (*DS*) asociados con la deriva residual. Las derivas medias indicadas son aproximadas, y se necesitan mayores trabajos para establecer la incertidumbre y las funciones de pérdida relacionados con estos estados de daño.

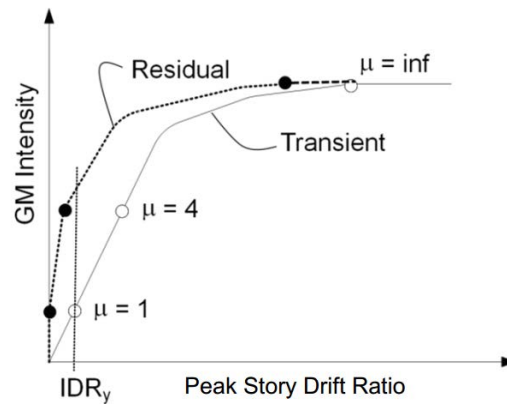
Como ya se indicó, la deriva residual es una medida de la reparabilidad, y puede representarse como una función de fragilidad que indique la “probabilidad que para un valor dado de la relación de deriva residual de piso, el edificio será reparado o no”. Por defecto en el FEMA P-58 se considera una función de fragilidad que usa un valor de irreparabilidad del 1 por ciento de la deriva residual de piso y una dispersión de 0.3 (ver Figura 4-20).

En la Tabla 4-16 se presenta el cálculo de las derivas residuales para el sexto piso, para el modelo considerando el apoyo con base fija y para el primer registro del terreno, donde se ha supuesto de forma simplificada que el desplazamiento de fluencia (y la distorsión angular de piso en fluencia) es igual al desplazamiento pico dividido sobre el factor de amplificación de deflexiones (utilizado en el ASCE 7). De esta forma se evalúa el desplazamiento crítico en el edificio tomando en cuenta los resultados en todos los niveles, y utilizando la ecuación 4.2 se hace el cálculo de las derivas residuales.

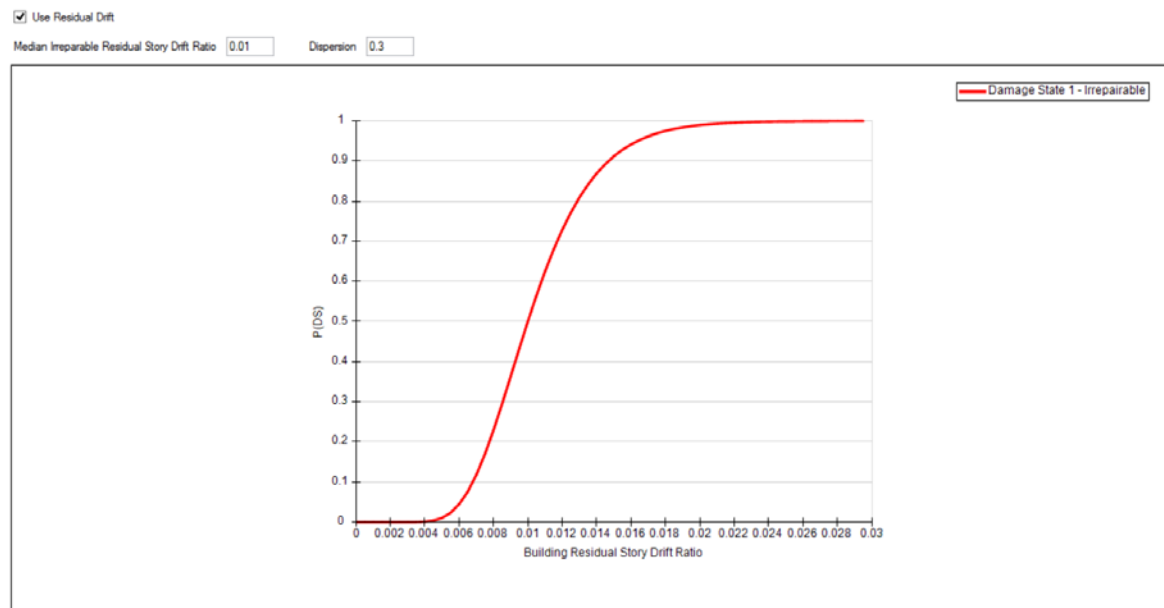
En la Tabla 4-17 se muestra el cálculo de las derivas residuales para el modelo con base aislada en el sexto piso, para el límite superior. El uso del factor de amplificación de deflexiones,  $C_d$ , toma en cuenta sólo la ductilidad, por tanto, refleja mejor el punto de fluencia que el factor de modificación de respuesta,  $R$ . Y por último, en las Tablas 4-18 hasta la 4-20 se presentan las derivas



residuales estimadas para todos los movimientos del terreno, para los sistemas estructurales empleados.



**Figura 4-19:** Idealización para estimar la deriva residual a partir de la deriva transitoria de piso. Tomada del FEMA (2012).



**Figura 4-20:** Función de fragilidad para la deriva residual, por defecto, en el PACT.

Damage State	Description	Residual Story Drift Ratio $\Delta / h^{(1)}$
DS1	No structural realignment is necessary for structural stability; however, the building may require adjustment and repairs to nonstructural and mechanical components that are sensitive to building alignment (e.g., elevator rails, curtain walls, and doors).	0.2% (equal to the maximum out-of-plumb tolerance typically permitted in new construction)
DS2	Realignment of structural frame and related structural repairs required to maintain permissible drift limits for nonstructural and mechanical components and to limit degradation in structural stability (i.e., collapse safety)	0.5%
DS3	Major structural realignment is required to restore margin of safety for lateral stability; however, the required realignment and repair of the structure may not be economically and practically feasible (i.e., the structure might be at total economic loss).	1%
DS4	Residual drift is sufficiently large that the structure is in danger of collapse from earthquake aftershocks (note: this performance point might be considered as equal to collapse, but with greater uncertainty).	High Ductility Systems $4\% < 0.5V_{design}/W$
		Moderate Ductility Systems $2\% < 0.5V_{design}/W$
		Limited Ductility Systems $1\% < 0.5V_{design}/W$

**Tabla 4-15:** Estados de daño para la relación de deriva residual de piso. Tomada del FEMA (2012).

Desplazamiento Fluencia, en X (m)	Desplazamiento Fluencia, en Y (m)	Distorsión Angular Fluencia, en X	Distorsión Angular Fluencia, en Y	Ratio deriva residual en X	Ratio deriva residual en Y
0.040	0.035	0.0020	0.0017	0.0051	0.0040
0.032	0.029	0.0020	0.0017	0.0049	0.0044
0.024	0.022	0.0020	0.0016	0.0050	0.0038
0.016	0.015	0.0017	0.0015	0.0034	0.0032
0.009	0.009	0.0013	0.0013	0.0016	0.0021
0.004	0.004	0.0007	0.0007	0.0006	0.0007
0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

**Tabla 4-16:** Cálculo de la deriva residual para el modelo del edificio con base fija en el sexto piso.

Desplazamiento Fluencia, en X (m)	Desplazamiento Fluencia, en Y (m)	Distorsión Angular Fluencia, en X	Distorsión Angular Fluencia, en Y	Ratio deriva residual en X	Ratio deriva residual en Y
0.163	0.095	0.0009	0.0007	0.0000	0.0000
0.159	0.093	0.0013	0.0012	0.0002	0.0001
0.154	0.088	0.0014	0.0014	0.0003	0.0002
0.148	0.082	0.0017	0.0018	0.0005	0.0005
0.142	0.075	0.0018	0.0021	0.0005	0.0006
0.134	0.067	0.0019	0.0017	0.0006	0.0004
0.250	0.117	1.5407	0.7193	0.0000	0.0000

**Tabla 4-17:** Cálculo de la deriva residual para el modelo del edificio con base aislada en el sexto piso, límite superior.

TH-01	TH-02	TH-03	TH-04	TH-05	TH-06	TH-07	TH-08	TH-09	TH-10	TH-11	TH-12	TH-13	TH-14
0.00437	0.00508	0.00358	0.00410	0.00316	0.00393	0.00450	0.00547	0.00358	0.00376	0.00261	0.00264	0.00456	0.00392

**Tabla 4-18:** Derivas residuales asumidas para el modelo con base fija.

TH-01	TH-02	TH-03	TH-04	TH-05	TH-06	TH-07	TH-08	TH-09	TH-10	TH-11	TH-12	TH-13	TH-14
0.00062	0.00046	0.00063	0.00091	0.00043	0.00069	0.00075	0.00092	0.00081	0.00057	0.00067	0.00104	0.00060	0.00089

**Tabla 4-19:** Derivas residuales asumidas para el modelo con base aislada, para el límite superior.

TH-01	TH-02	TH-03	TH-04	TH-05	TH-06	TH-07	TH-08	TH-09	TH-10	TH-11	TH-12	TH-13	TH-14
0.00062	0.00042	0.00041	0.00042	0.00057	0.00040	0.00044	0.00051	0.00068	0.00041	0.00049	0.00053	0.00041	0.00044

**Tabla 4-20:** Derivas residuales asumidas para el modelo con base aislada, para el límite inferior.

## 5. Desarrollo de la Fragilidad al Colapso

El colapso de un edificio se puede definir como la pérdida de capacidad, local o global, de transportar cargas verticales. La evaluación explícita del colapso no está disponible en muchos programas comerciales ya que necesita la consideración de métodos avanzados no muy generalizados (como los elementos aplicados, que son una mezcla entre elementos discretos y elementos finitos). Por lo tanto, la presencia del colapso se puede evaluar de forma implícita en los modelos estructurales basados en elementos finitos, debido a la inestabilidad numérica o falta de convergencia para encontrar resultados y a derivas laterales de entrepiso grandes ante incrementos pequeños de carga, principalmente.

El FEMA P-58 (FEMA, 2012) recomienda el uso de modelos tridimensionales, aunque también se permiten modelos en dos dimensiones cuando se tengan edificios simétricos y regulares, y que la respuesta traslacional sea independiente con respuestas torsionales no significativas. También es necesario valores mediana para todos los parámetros fuerza-deformación, de lo contrario se pueden utilizar propiedades medias. Además, se deben de simular todos los posibles modos de deterioro y falla de los componentes (axial, flexión, acoplamiento axial-flexión, e interacción corte-flexión), debiendo tomarse también los modos de falla no considerados de manera indirecta por medio de criterios de falla no simulados.

De acuerdo a la metodología usada, indicada en el FEMA P-58, se permite la evaluación de la fragilidad del colapso por medio de un análisis dinámico incremental (Incremental Dynamic Analysis, IDA), método que consiste en desarrollar un gran número de análisis no lineales historia de respuesta utilizando movimientos del terreno que se van escalando sucesivamente hasta que ocurra el colapso. La distribución de resultados se puede ajustar como una fragilidad de colapso tomando en cuenta la mediana de las curvas del estudio de curvas IDA. El inconveniente de este proceso es que involucra un gran número de análisis (se recomienda por lo menos el estudio basado en 20 curvas IDA), que conlleva gran costo de tiempo computacional. Otro enfoque planteado es un método simplificado, el cual utiliza curvas pushover para estimar resultados de los análisis dinámicos incrementales (Vamvatsikos y Cornell, 2006). Además, se permite la construcción de las curvas de

fragilidad de colapso por medio de la obtención de curvas IDA pero para un grupo o suite limitado de análisis, así como también se pueden utilizar fórmulas simplificadas basadas en el criterio o juicio ingenieril. A continuación se hace un resumen sobre los métodos simplificados indicados en el FEMA P-58 para obtener la fragilidad de colapso.

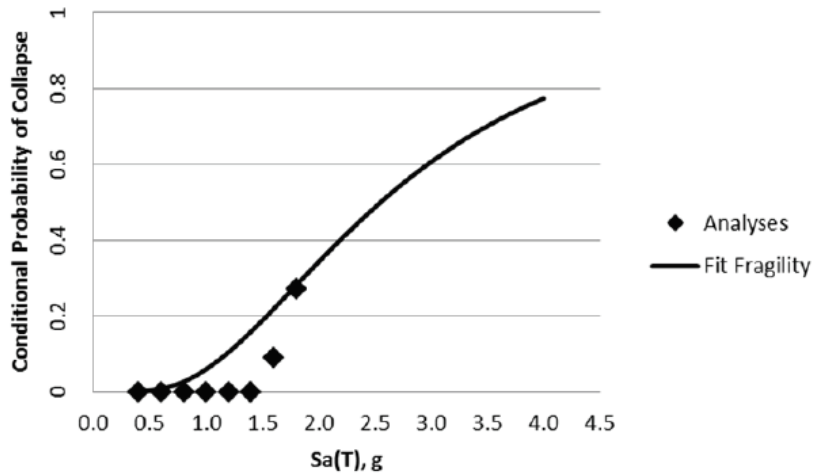
### **5.1. Fragilidad de Colapso para Un Juego Limitado de Análisis Estructurales**

El proceso es similar al desarrollo de curvas IDA, pero no es necesario alcanzar el colapso en cada movimiento del terreno, sino sólo en algunos. En cada nivel de intensidad,  $I$ , se obtiene un estimado de la probabilidad condicional de colapso  $P(C/I)$  por medio de la ecuación (5.1):

$$P(C/I) = \frac{n}{M} \quad (5.1)$$

donde,  $n$  es el número de análisis en la intensidad,  $I$ , para el cual se predice el colapso, y  $M$  es el número total de análisis desarrollados para dicha intensidad. Un trazado de la probabilidad condicional estimada puede desarrollarse como una función de intensidad, usando un estimado apropiado de la dispersión y una distribución lognormal, que se ajuste a los datos observados (ver la Figura 5-1). Se recomienda que cuando se ajusten los datos a una distribución lognormal sea mejor anclar la curva ajustada cerca del punto de colapso mediana, ya que pequeños grupos de análisis no serán fiables cuando sólo una pequeña parte de ellos hayan dado puntos de colapso. Se recomienda una dispersión no menor que 0.6.

En la Figura 5-1, tomada del FEMA P-58 (FEMA, 2012), se tienen 3 predicciones de colapso para 1.8 g y un colapso para 1.6 g, la curva de ajuste es una lognormal con una mediana de 2.6 g y una dispersión de 0.6. Se puede apreciar que con un número mínimo de análisis evaluados se puede representar la fragilidad de colapso, pero a mayor número de colapsos predichos la curva de ajuste será más representativa.



**Figura 5-1:** Fragilidad de colapso estimada en varios niveles de intensidad. Tomada del FEMA (2012).

## 5.2. Fragilidad de Colapso Basado en el Criterio o Juicio Ingenieril

El objetivo del ASCE/SEI 7, es buscar que las estructuras tengan un chance menor al 10% de que colapsen cuando estén sometidas al Sismo Considerado Máximo (en la Categoría II de Riesgo). Los edificios construidos con una normativa (principalmente con configuración regular), se consideran que cumplen con este criterio, y por tanto, se puede predecir su colapso por medio de curvas de fragilidad basadas en el juicio ingenieril. Este enfoque conlleva mayores incertidumbres que otros métodos.

A continuación se dan los pasos a seguir, tal como se indica en el FEMA P-58:

1. Determinar el mayor valor de la cortante en la base,  $V$ , calculado según el ASCE/SEI 7, para el cual la estructura satisface el criterio de diseño sísmico aplicable.
2. Determinar el valor efectivo de la aceleración espectral en el periodo fundamental,  $S_{aD}$ , en el cual la estructura satisface todos los criterios sísmicos según el ASCE/SEI 7, a partir de la siguiente ecuación:

$$S_{aD} = \frac{V}{W}R \quad (5.2)$$

donde,  $V$  es la cortante en la base determinada en el Paso 1,  $W$  es el peso efectivo sísmico, y  $R$  es el coeficiente de modificación de respuesta de acuerdo al ASCE/SEI 7.

3. Calcular la capacidad de colapso mediana inferida,  $\hat{S}_a(T)$ , en el periodo fundamental,  $T$ , usando las ecuaciones aplicables entre la ecuación (6.3), (6.4) o (6.5).

$$\hat{S}_a(T) = 4S_{ad}, \text{ para } T \geq 0.6 \text{ s} \quad (5.3)$$

$$\hat{S}_a(T) = 4S_{ad}[5(1 - C_4)T + 3C_4 - 2], \text{ para } 0.4 \text{ s} < T < 0.6 \text{ s} \quad (5.4)$$

$$\hat{S}_a(T) = 4C_4S_{ad}, \text{ para } T \leq 0.4 \text{ s} \quad (5.5)$$

donde,

$$C_4 = \frac{\sqrt{2R - 1}}{R} \quad (5.6)$$

4. Convertir la capacidad de colapso mediana en el periodo fundamental, a aquel en el periodo promedio,  $\hat{S}_a(\bar{T})$ , usando:

$$\hat{S}_a(\bar{T}) = \frac{T}{\bar{T}}S_a(T), \text{ para } T \geq 0.6 \text{ s} \quad (5.7)$$

$$\hat{S}_a(\bar{T}) = S_a(T), \text{ para } T < 0.6 \text{ s} \quad (5.8)$$

5. Para estructuras regulares, y bien configuradas, se asume una dispersión,  $\beta$ , de 0.6. Para estructuras irregulares, o estructuras con problemas de configuración que son desfavorables para el buen desempeño, se asume una dispersión de,  $\beta$ , de 0.8 o mayor.

Si la fragilidad de colapso calculada con los otros enfoques no concuerda razonablemente bien con el enfoque basado en el juicio ingenieril se recomienda re-examinar la fragilidad de colapso calculada. En el caso de estructuras antiguas el valor de la aceleración espectral en colapso puede estimarse sobre la base de pasadas experiencia, y una dispersión,  $\beta$ , de 0.6 o mayor puede ser usada.

### 5.3. Modos de Colapso

Según el FEMA P-58 (FEMA, 2012), además de la fragilidad de colapso también se necesitan describir: (01) los modos potenciales de colapso, junto con la probabilidad de ocurrencia de cada uno, dado que ocurra el colapso; (02) la medida del colapso en cada modo de cada piso en la forma de relaciones de áreas de colapso; y (03) la probabilidad de que las personas que ocupan las áreas de potencial colapso se conviertan en número de fatalidades o experimentarán lesiones graves. No se puede determinar de forma fiable los modos posibles de colapso que pueden ocurrir, por lo que se requiere suplementar las decisiones por medio de criterios ingenieriles basados en la experiencia.

Tanto el modelo con base fija como el modelo con base aislada tienen seis pisos vulnerables. No se considera como vulnerables la cimentación (para el modelo de base fija) ni el sistema de

aislamiento (para el modelo con base aislada). Por tanto, se plantean los seis modos de colapso siguientes (también presentados en la Tabla 5-1):

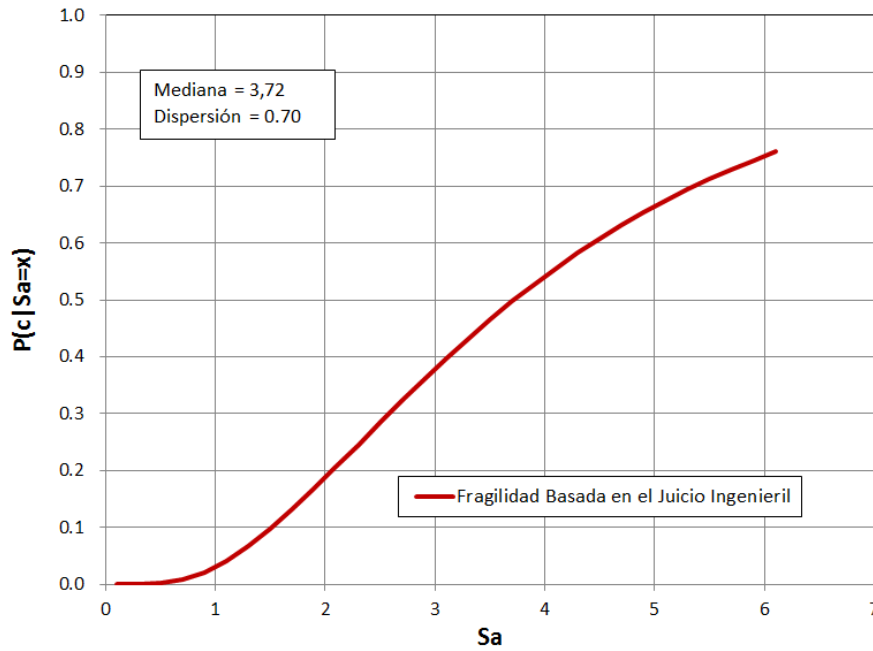
- Modo 01, colapso total en todos los pisos.
- Modo 02, colapso en el piso 01 (colapso del piso 2 sobre el piso 1).
- Modo 03, colapso en el piso 02 (colapso del piso 3 sobre el piso 2).
- Modo 04, colapso en el piso 03 (colapso del piso 4 sobre el piso 3).
- Modo 05, colapso en el piso 04 (colapso del piso 5 sobre el piso 4).
- Modo 06, colapso en el piso 05 (colapso del piso 6 sobre el piso 5).

En la Tabla 5-1 todos los modos de colapso tienen el mismo chance de ocurrir (0.167, la suma de todos ellos es igual a 1.0), y que la caída de un nivel no causará un efecto cascada en los pisos inferiores. Se asume que una vez ocurra el colapso de un nivel toda el área de piso inferior estará sometida a escombros, por tanto, la relación de colapso del área de entrepiso se considera 1.0. Para asignar valores a las probabilidades de que las personas que ocupen áreas afectadas resulten en número de fatalidades, o en lesiones graves, se necesitan datos históricos disponibles y también información acerca de la calidad y tipo de la construcción.

Modos de Colapso						
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6
Probabilidad del Modo de Colapso	0.167	0.167	0.167	0.167	0.167	0.167
Probabilidad de Fatalidades	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Covarianza de la Tasa de Fatalidades	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Probabilidad de Lesiones Graves	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
Covarianza de la Tasa de Lesiones	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Relaciones de Colapso de Áreas de Entrepiso						
Piso 6	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Piso 5	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0
Piso 4	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0
Piso 3	1.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0
Piso 2	1.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0
Piso 1	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0

**Tabla 5-1:** Modos de colapso, relaciones de colapso de áreas de piso, y probabilidades de fatalidades y heridos graves.





**Figura 5-2:** Fragilidad de colapso para el modelo del edificio con base fija.

#### **5.4. Fragilidad de Colapso para el Sistema Estructural Formado por Pórticos de Concreto Armado y un Sistema Resistente a Fuerzas Laterales con Muros de Concreto Armado**

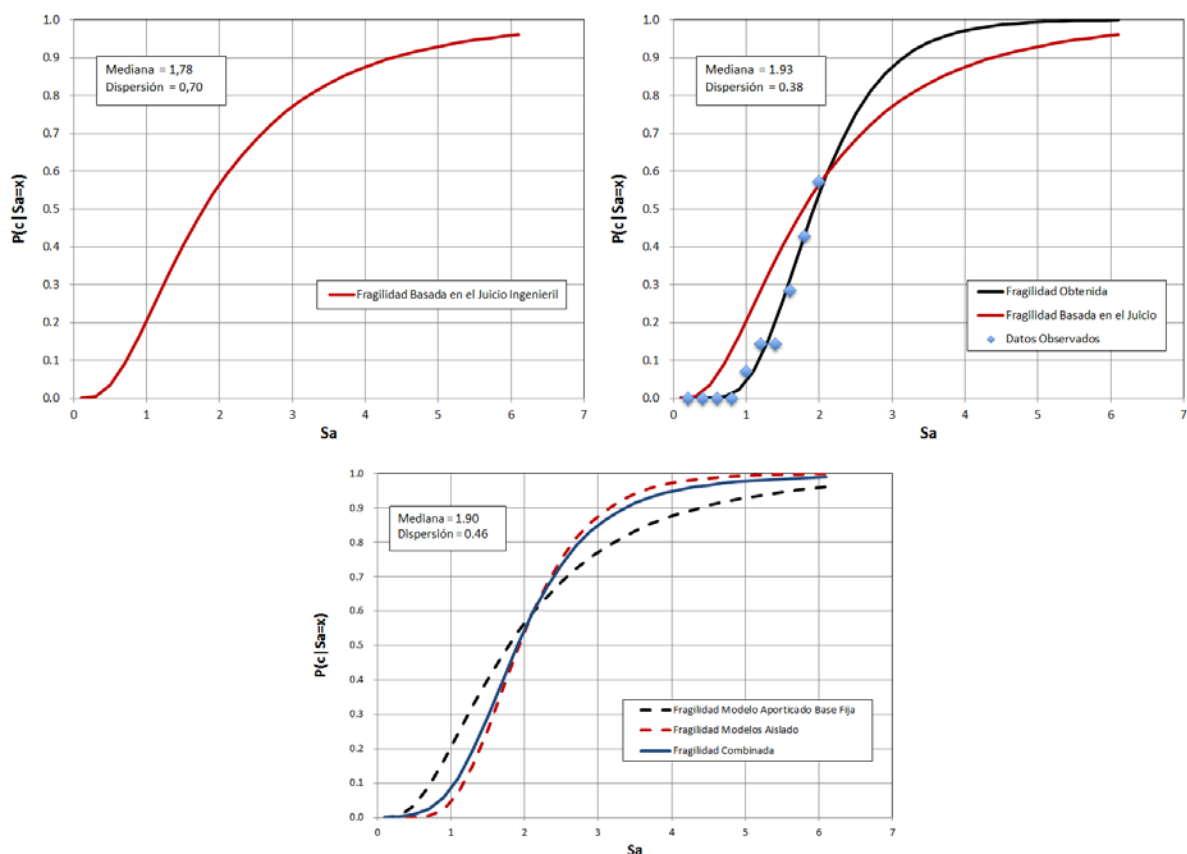
Para la obtención de la fragilidad de colapso para el sistema estructural con base fija, se sigue el proceso indicado en la Sección 5.3, es decir, se evalúa la función de fragilidad por medio del criterio o juicio ingenieril. En la Figura 5-2 se muestra la curva de fragilidad para el modelo con base fija, la curva de color rojo es la obtenida con el enfoque basado en el juicio o criterio ingenieril (mediana de 3.72 y dispersión de 0.7).

#### **5.5. Fragilidad de Colapso para el Sistema Estructural Formado por Pórticos de Concreto Armado y un Sistema de Aislamiento en la Base**

Para el sistema considerando aislamiento en la base no se puede desarrollar directamente un estudio *IDA*, debido al comportamiento distinto entre la superestructura y el sistema de aislamiento. Considerando recomendaciones como las indicadas por Bakhshi y Mostafavi (2014), se estudia primero el edificio con la base aislada y luego el mismo modelo pero considerando la base fija. En el modelo con base fija se realizó el procedimiento usado en la Sección 5.3 (obtención de la fragilidad basada en el criterio o juicio ingenieril). Luego, en el modelo de base aislada, debido a que no es fácil

medir un nivel de colapso, se planteó como límite un desplazamiento en la base igual al 350 por ciento de deformación por corte como consideración de la presencia de colapso del sistema de aislamiento. De esta forma se puede estudiar la estructura con aislamiento en la base de una forma desacoplada. La fragilidad al colapso final de todo el conjunto se puede obtener por medio de una combinación entre ambos resultados. En este estudio se consideró al sistema con base fija con un 25 por ciento de aporte y al sistema aislado con un 75 por ciento de aporte a la fragilidad total.

En el trabajo realizado la altura de goma efectiva seleccionado en cada uno de los aisladores es de 16.2 centímetros, por tanto, se siguió el proceso indicado para un grupo de análisis limitado y se paralizó cada curva *IDA* cuando se llegaba a los 56.7 centímetros, de desplazamiento al nivel del sistema de aislación, valor asumido como de colapso. En la Figura 5-3 se muestra la curva de fragilidad al colapso para el sistema aislado (mediana de 1.90 y dispersión de 0.46).



**Figura 5-3:** Fragilidad de colapso para el modelo del edificio con base aislada. Superior izquierda, fragilidad al colapso del modelo con base fija; superior derecha, fragilidad al colapso del modelo con base aislada; inferior, fragilidad combinada.

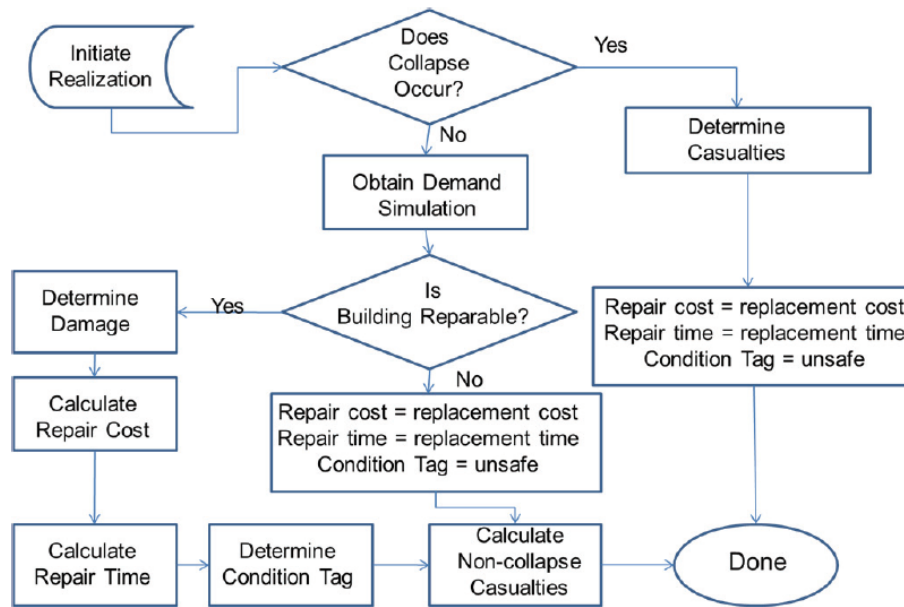
## **6. Evaluación y Cálculo del Desempeño, FEMA (2012)**

### **6.1. Proceso de Cálculo del Desempeño de Acuerdo al FEMA P-58**

Para la evaluación de la incertidumbre y variabilidad en el desempeño de un edificio se necesitaría desarrollar un gran número de análisis estructurales, con un gran grupo de movimientos del terreno y con propiedades que hayan sido variadas de forma aleatoria, luego, tomando en cuenta tanto los elementos estructurales como los no estructurales se podría predecir de forma explícita el daño en cada componente y en cada sistema. Los resultados de cada análisis estructural representan un resultado o consecuencia, y los resultados de un gran juego o suite de análisis (miles) producirían una distribución suavizada para la evaluación probabilística de las consecuencias sísmicas. Dicho proceso no es práctico, y en su lugar se usa un procedimiento Monte Carlo para evaluar un rango de posibles resultados o consecuencias dado un limitado set de datos iniciales, dicho rango deriva en una distribución estadística de demandas a partir de estados de respuesta para un particular movimiento del terreno (o varios). De esta distribución, sets de demandas estadísticamente consistentes son generadas representando un gran número de posibles estados de respuesta. Estos sets de demandas, junto con las funciones de fragilidad y de consecuencias, se utilizan para determinar un estado de daño y calcular las consecuencias asociadas con dicho daño. Cada único resultado de desempeño, en términos de estado de daño y de consecuencia, dado un set de demanda simulado, se denomina realización. Este enfoque, aunque carezca de la precisión de utilizar grandes grupos de análisis, evalúa de manera explícita la incertidumbre y variabilidad en cada paso del proceso, y es computacionalmente eficiente y adecuado para usos prácticos (FEMA, 2012).

#### **6.1.1. Inicio de la Realización**

En la Figura 6-1 se muestra el diagrama de flujo del proceso de cálculo de desempeño para evaluar el daño y las consecuencias en cada realización, según el FEMA P-58. Una vez se hayan generado demandas simuladas, visto en la Sección 4.5, se inicia una realización con la determinación de la fecha en el cual ocurre el sismo (importante en la evaluación basada en el tiempo), y junto con la información de la población presente en el edificio se determina el número de personas.



**Figura 6-1:** Red de flujo para el cálculo del desempeño en cada realización. Tomada del FEMA (2012).

### 6.1.2. Determinación del Colapso

Para cada determinación se evalúa si ocurre o no el colapso. De acuerdo al FEMA P-58 (FEMA, 2012), y tomando como ejemplo la Figura 5-2, hay una probabilidad del 20% de que ocurra el colapso para un movimiento del terreno con una aceleración espectral de 2.06 g. Para determinar si ocurre el colapso en la realización, se genera un número aleatorio entre 1 y 100, si este número es menor o igual a la probabilidad condicional de colapso multiplicado por 100 ( $0.20 \times 100 = 20$ ), se considera que este ocurre, de lo contrario no.

Una vez se determina que ocurrió el colapso en la realización se evalúa el modo de colapso. Las probabilidades de los modos de colapso se ensamblan en una matriz desde 1 hasta 100, con  $n_i$  números secuencialmente asignados a cada modo de colapso, donde  $n_i$  es la probabilidad condicional de ocurrencia para el modo  $i$  factorado por 100. Por ejemplo, si un edificio tiene tres modos de colapso: el primero con un 50% de probabilidad, el segundo con un 30% de probabilidad, y el tercero con un 20% de probabilidad, se asigna la matriz con número desde el 1 hasta el 50 para el modo de colapso 01, desde el 51 hasta el 80 al modo de colapso 02, y desde el 81 hasta el 100 al modo de colapso 03. Luego se genera un número aleatorio del 1 al 100, cuyo valor indicará el modo de colapso a ocurrir de acuerdo al arreglo definido (por ejemplo, un valor de 85 indica que ocurre el modo de colapso 03 en la realización).

Con la determinación del colapso y del tipo de modo, en la realización, se puede estimar el número de fatalidades basado en la población del edificio, la fracción asociada al área de piso en cada nivel sujeto a colapso, e información adicional de fatalidades específicas al edificio.

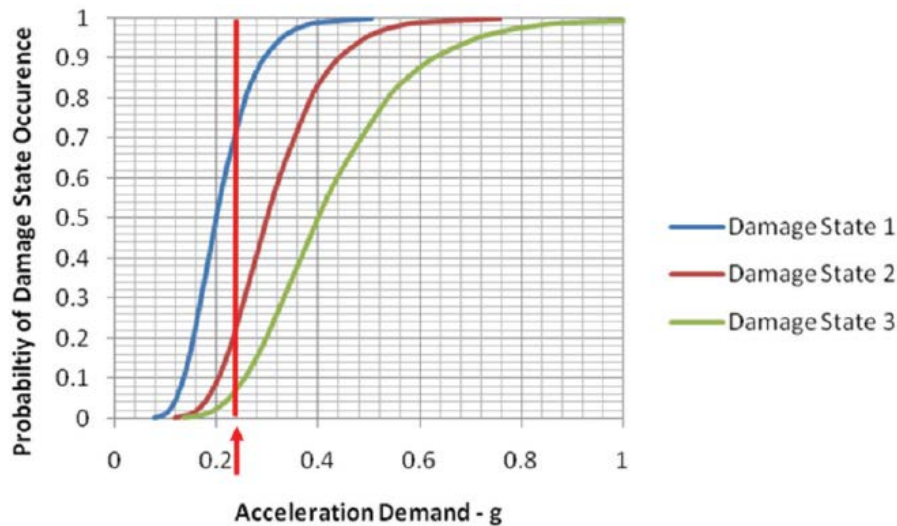
El costo y tiempo de reparación, para la realización, serán iguales a los valores de reemplazo del edificio.

### **6.1.3. Determinación del Daño**

En caso no ocurra el colapso, se calcula el daño en cada componente. Se obtiene un vector de demandas simuladas, y se obtiene un estado de daño por medio de las funciones de fragilidad asignadas a cada grupo de desempeño. El estado total de daño para la realización es el agregado de los estados de daño en cada grupo de desempeño. En el caso de estados de daño correlacionados, cada componente en el grupo se asume que tiene el mismo estado de daño, y el proceso se desarrolla sólo una vez para el grupo de desempeño. En el caso de estados de daño no correlacionados, cada componente puede tener diferentes estados de daño, y el proceso debe ser desarrollado  $n$  veces, siendo  $n$  el número de componentes en el grupo.

De la Figura 6-2, la probabilidad de no incurrir en el estado de daño 01 es  $P_1 = 1 - 0.75 = 0.25$ , la probabilidad de no incurrir en el estado de daño 02 es  $P_2 = 1 - 0.23 = 0.77$ , y la probabilidad de no incurrir en el estado de daño 03 es  $P_3 = 1 - 0.06 = 0.94$ . Se define un arreglo de números donde: del 1 al 25 es el rango de ningún daño, del 26 al 77 para el estado de daño 01, del 78 al 94 para el estado de daño 02, y del 95 al 100 para el estado de daño 03. Se genera un número aleatorio entre 1 y 100, siendo el valor obtenido el indicativo del estado de daño obtenido en la realización.

Si existen estados de daño mutuamente exclusivos, cada estado de daño tendrá una probabilidad condicional de ocurrencia, siendo la suma de todas igual a 1.0. En este caso se genera el arreglo de números tomando en cuenta las probabilidades condicionales de cada uno, y luego utilizando el procedimiento del número aleatorio, desde el 1 hasta el 100, nos indicará el estado de daño mutuamente exclusivo de la realización.



**Figura 6-2:** Funciones de fragilidad para tres estados de daño secuenciales. Tomada del FEMA (2012).

También podría darse el caso de tener estados de daño simultáneos, estados independientes de daño, que pueden llegar a ocurrir pero no al mismo tiempo. En este caso se asignan probabilidades condicionales de ocurrencia a cada estado de daño, y con ello se determina el arreglo de números del 1 al 100, se genera un número aleatorio cuyo valor indica el estado de la realización. Luego se generan procesos similares hasta que el último estado de daño sea considerado en la realización.

#### 6.1.4. Cálculo de las Pérdidas

En el caso de que no ocurra el colapso se evalúan las pérdidas de acuerdo al daño en cada componente y con las funciones asignadas a cada grupo de desempeño. Se utiliza la relación máxima de deriva residual, junto con una fragilidad de reparación del edificio, para conocer si el edificio es o no reparable. Se genera un número aleatorio entre 1 y 100, si el valor obtenido es igual o menor a la probabilidad de irreparabilidad, se considera el edificio como irreparable para dicha realización, por tanto, no se calcula el costo ni el tiempo de reparación, sino se asigna directamente el costo y el tiempo de reemplazo.

En las secciones siguientes se realizará el cálculo de las pérdidas, se usó la herramienta *PACT* que viene con el FEMA P-58. El *PACT* presenta funciones de consecuencias (por ejemplo, para evaluar el costo de reparación) basado en costos del 2011 para la región norte de California, por lo que se tomó en cuenta un multiplicador de costos para modificar a valores usados en el Perú. Se consideró una cuadrilla de 60 trabajadores para los trabajos de reparación y reemplazo, trabajos que

podrán realizarse de forma paralela en todos los pisos. De la base de datos del PACT se seleccionaron las fragilidades de los elementos estructurales y no estructurales presentes en este tipo de edificios. Se ha considerado que el edificio sea utilizado como un Hospital, razón que justificaría un sistema de aislamiento en la base de mayor desempeño.

En el Anexo E se brindan mayores detalles sobre la evaluación, en esta sección se presentan los resultados más importantes para poder realizar una comparación entre los dos sistemas estructurales seleccionados.

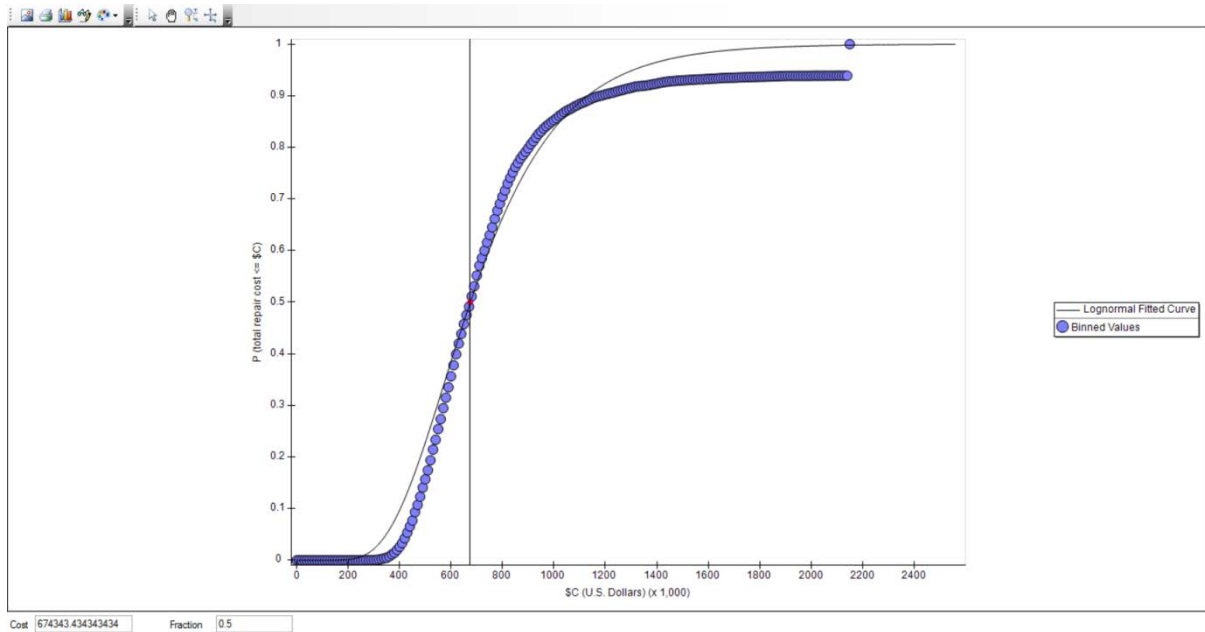
## **6.2. Evaluación de Pérdidas para el Sistema Estructural Formado por Pórticos de Concreto Armado y un Sistema Resistente a Fuerzas Laterales con Muros de Concreto Armado**

Luego de un estudio de costos comparativo se ha estimado que el edificio tendrá un costo de reemplazo total de 2 144 529 dólares americanos (240 dólares americanos por metro cuadrado), y un costo de reemplazo del núcleo y coberturas de 1 228 741 dólares americanos (137 dólares americanos por metro cuadrado). El tiempo de reemplazo total es de 360 días. Ingresados los valores de la fragilidad de colapso, del análisis estructural, deriva residual y curva de peligro, evaluados en los capítulos previos, se corrió el *PACT* y se obtuvieron los resultados, considerando 10000 realizaciones.

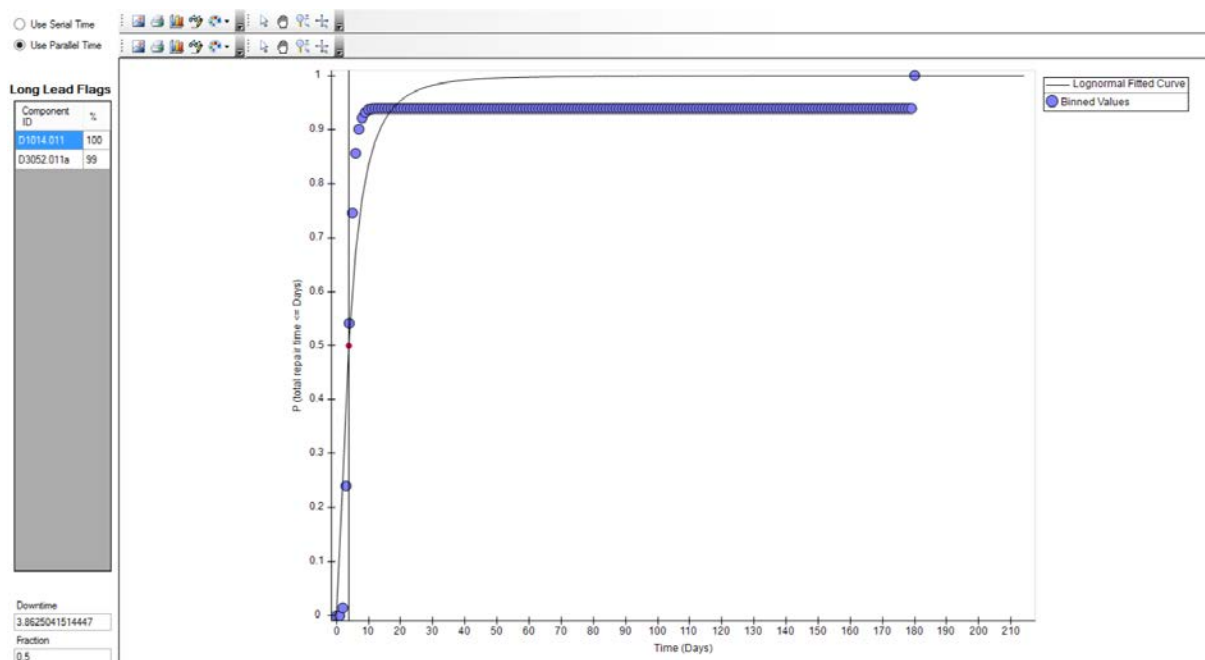
En la Figura 6-3 se muestra la curva costo de reparación. Se tiene un costo de reparación mediana de 674 343 dólares americanos (75 dólares americanos por metro cuadrado), equivalente al 31.44 por ciento del costo total de reemplazo. El valor límite del costo de reparación se recomienda como un 50 por ciento (y algunos un 40 por ciento). Por lo tanto, al ocurrir un evento sísmico equivalente al Sismo Considerado Máximo se tendrá un gasto considerable a incurrir equivalente al 42.28 por ciento en los elementos estructurales (29.66 por ciento en muros de corte y 12.62 por ciento en pórticos) y el restante en elementos no estructurales (principalmente en muros de partición y cielo raso suspendido).

En la Figura 6-4 se tiene la curva tiempo de reparación, con un valor mediana bastante bajo (tiempo de inactividad de 3.86 días), el valor obtenido considera la reparación en todos los pisos del edificio de forma simultánea o paralela, y si la reparación se hiciera piso por piso el tiempo total será

alrededor de 18 días. Y en la Figura 6-5 se muestran las curvas de fatalidades (muertos y heridos), es probable que se tengan 16 muertos, y 46 heridos con necesidad de hospitalización.

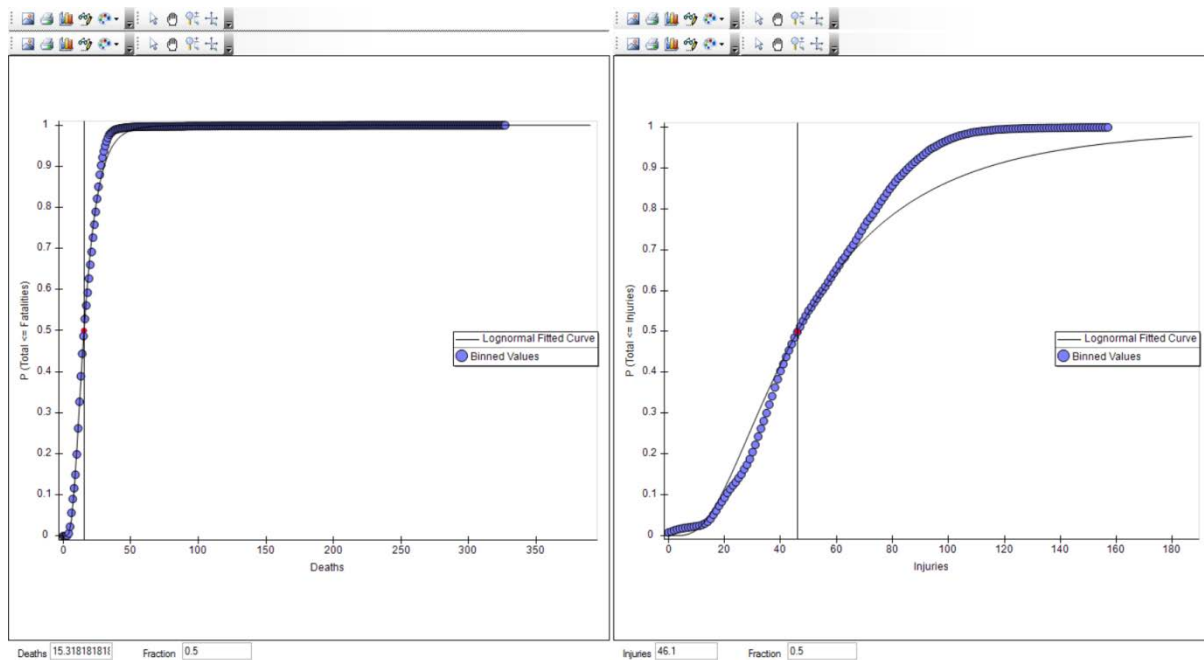


**Figura 6-3:** Curva costo de reparación para el sistema con base fija. Obtenida del *PACT*.



**Figura 6-4:** Curva tiempo de reparación para el sistema con base fija. Obtenida del *PACT*.





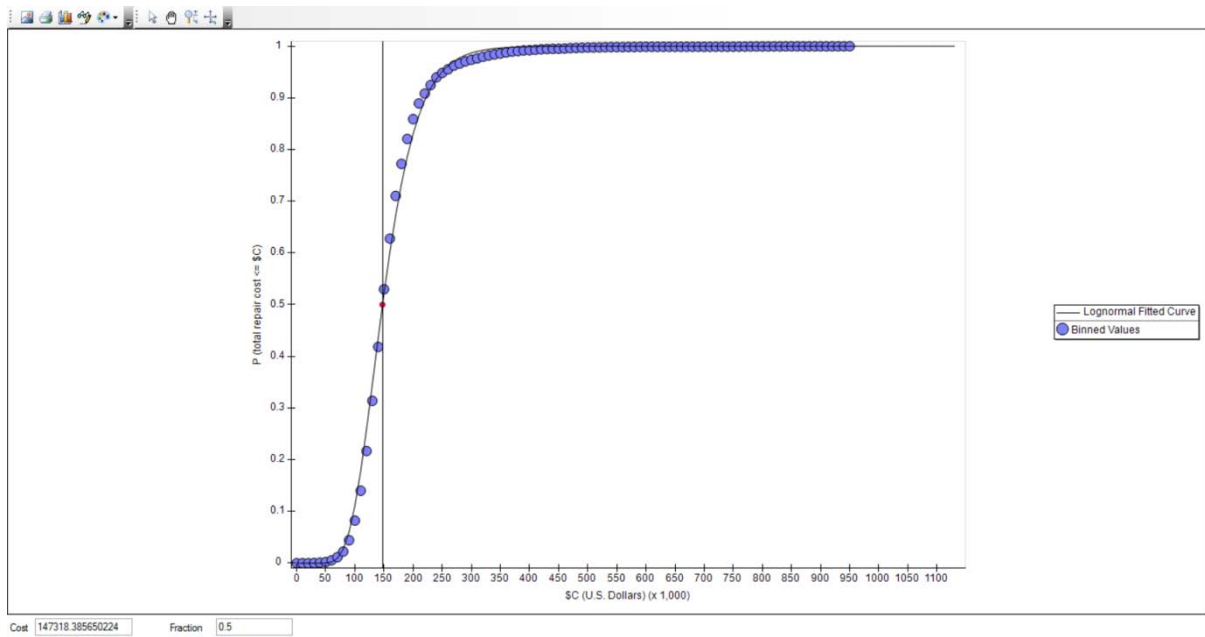
**Figura 6-5:** Curvas de fatalidades y heridos para el sistema con base fija. Obtenida del *PACT*.

### 6.3. Evaluación de Pérdidas para el Sistema Estructural Formado por Pórticos de Concreto Armado y un Sistema de Aislamiento en la Base

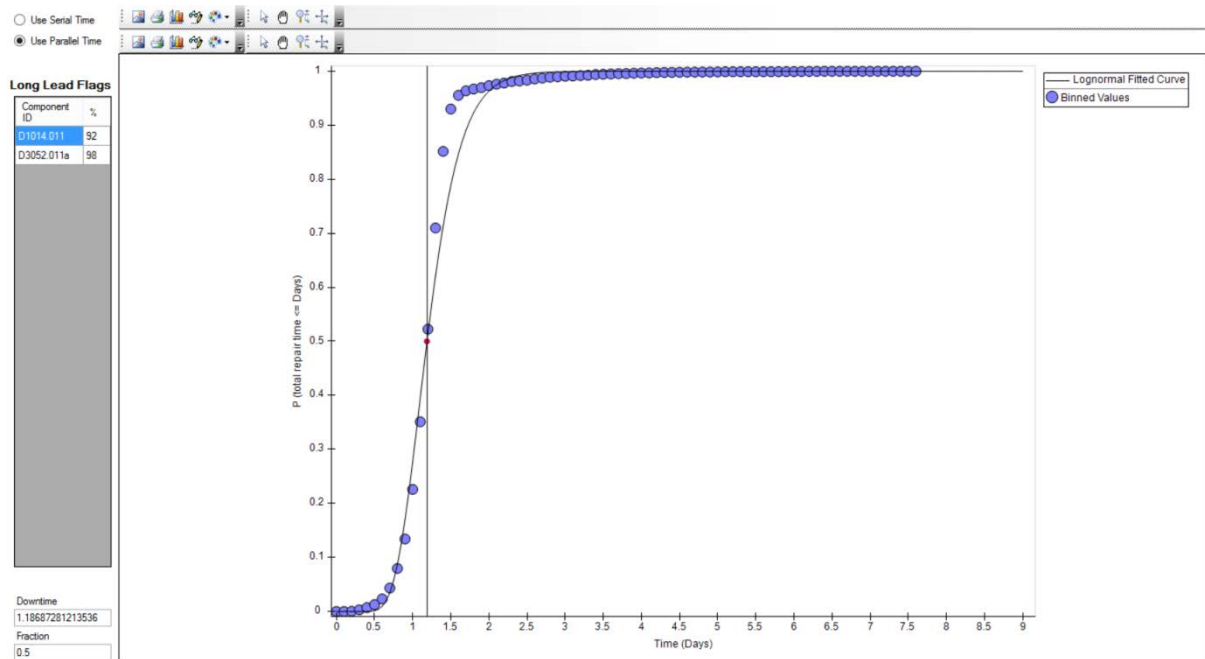
Para el sistema con aislamiento en la base, se estimó un costo de reemplazo total 2 641 050 dólares americanos (295 dólares americanos por metro cuadrado), y un costo de reemplazo del núcleo y coberturas de 1 395 405 dólares americanos (156 dólares americanos por metro cuadrado), El tiempo de reemplazo total es de 360 días.

En la Figura 6-6 se muestra la curva costo de reparación para el sistema con aislamiento en la base, representando el límite superior. Se tiene un costo de reparación mediana de 147 318 dólares americanos (16 dólares americanos por metro cuadrado), equivalente al 5.58 por ciento del costo total de reemplazo.

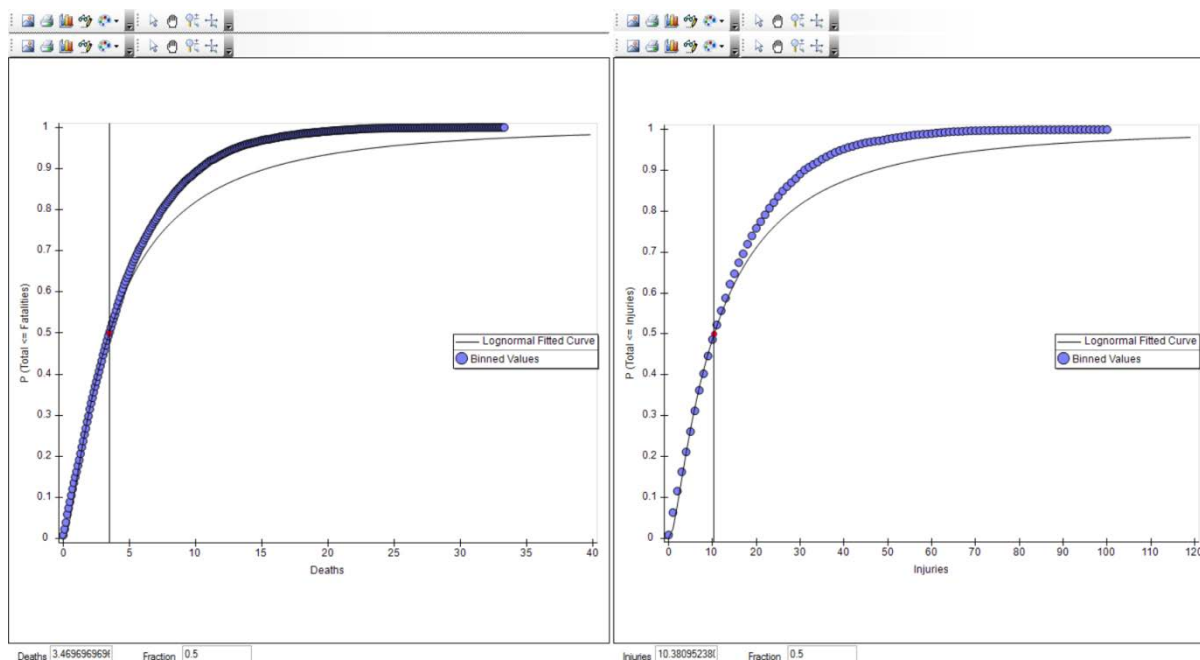
En la Figura 6-7 se tiene la curva tiempo de reparación, con un valor mediana por tiempo de inactividad de 1.19 días. Y en la Figura 6-8 se muestran las curvas de muertos y heridos. En la siguiente sección se dan los resultados también para el sistema con base aislada en el límite inferior, para poder compararlos, junto con el sistema de base fija.



**Figura 6-6:** Curva costo de reparación para el sistema con base aislada (límite superior). Obtenida del *PACT*.



**Figura 6-7:** Curva tiempo de reparación para el sistema con base aislada (límite superior). Obtenida del *PACT*.



**Figura 6-8:** Curvas de fatalidades y heridos para el sistema con base aislada (límite superior). Obtenida del *PACT*.

#### 6.4. Comparación Entre los Resultados Obtenidos para los Dos Sistemas Estructurales Evaluados

En la Tabla 6-1 se presentan los resultados totales y desagregados del costo de reparación, para los sistemas estructurales utilizados, para el desempeño ante el Sismo Considerado Máximo. Se puede notar claramente que el sistema de base fija presentará daños en los elementos estructurales (pórticos y muros de concreto armado), mientras que el sistema con base aislada sólo genera costos en los elementos no estructurales. Esto también demuestra que un sistema de protección sísmica, como el aislamiento en la base, debido a las menores derivas residuales con respecto al de base fija, tiene un desempeño superior (menor número de colapsos alcanzados y menor deriva residual), pudiendo alcanzar un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, mientras que el sistema con base fija tendrá un nivel discreto de desempeño entre Seguridad de Vida y Prevención al Colapso.

Los daños en los elementos estructurales están relacionados a la distorsión angular, mientras que los elementos no estructurales están influenciados, principalmente, por la aceleración. Una solución para mejorar el desempeño de los elementos no estructurales, será proporcionar un nivel de detallado sísmico (anclajes adecuados, por ejemplo).

Descripción	Base Fija	% Costo Reemplazo Total	Base Aislada (Upper)	% Costo Reemplazo Total	Base Aislada (Lower)	% Costo Reemplazo Total
Costo Total de Reemplazo	2144529		2641051		2641051	
Costo Total de Reemplazo del Núcleo y Coberturas	1228741		1395405		1395405	
Costo de Reparación (Fracción = 0.50)	674343.43	31.44%	147318.39	5.58%	104315.55	3.95%
Desagregado por Partidas Vulnerables	Base Fija	% Costo de Reparación	Base Aislada (Upper)	% Costo de Reparación	Base Aislada (Lower)	% Costo de Reparación
B1041.001a: ACI 318 SMF, Conc Col&Bm = 24" x 24", Beam one side	33352.36	4.95%	-	-	-	-
B1041.001b: ACI 318 SMF, Conc Col&Bm = 24" x 24", Beam both sides	51741.61	7.67%	-	-	-	-
B1044.071: Low rise reinforced concrete walls with boundary columns, 8" to 16" thick, height <15'	200029.00	29.66%	-	-	-	-
B2022.001 Curtain Walls - Generic Midrise Stick-Built Curtain wall, Config: Monolithic, Lamination: Unknown, Glass Type: Unknown, Details: Aspect ratio = 6:5, Other details	477.99	0.07%	-	-	-	-
B3011.011 Concrete tile roof, tiles secured and compliant with UBC94	18899.30	2.80%	2171.71	1.47%	-	-
C1011.001a Wall Partition, Type: Gypsum with metal studs, Full Height, Fixed Below, Fixed Above	101666.44	15.08%	47517.89	32.26%	17346.44	16.63%
C3011.001a Wall Partition, Type: Gypsum + Wallpaper, Full Height, Fixed Below, Fixed Above	4328.00	0.64%	2991.25	2.03%	2353.11	2.26%
C3027.001 Raised Access Floor, non seismically rated.	4300.94	0.64%	2445.56	1.66%	1642.38	1.57%
C3032.001a Suspended Ceiling, SDC A,B, Area (A): A < 250, Vert support only	70854.36	10.51%	3689.40	2.50%	302.89	0.29%
C3034.001 Independent Pendant Lighting - non seismic	37911.85	5.62%	16891.21	11.47%	5542.90	5.31%
D1014.011 Traction Elevator - Applies to most California Installations 1976 or later, most western states installations 1982 or later and most other U.S installations 1998 or later.	4264.87	0.63%	3393.49	2.30%	2790.94	2.68%
D2021.011a Cold Water Piping (dia > 2.5 inches), SDC A or B, PIPING FRAGILITY	-	-	-	-	-	-
D3031.011a Chiller - Capacity: < 100 Ton - Unanchored equipment that is not vibration isolated - Equipment fragility only	35865.59	5.32%	36993.35	25.11%	37676.75	36.12%
D3031.021a Cooling Tower - Capacity: < 100 Ton - Unanchored equipment that is not vibration isolated - Equipment fragility only	20167.94	2.99%	10352.00	7.03%	12308.34	11.80%
D3041.011a HVAC Galvanized Sheet Metal Ducting less than 6 sq. ft in cross sectional area, SDC A or B	-	-	-	-	-	-
D3041.031a HVAC Drops / Diffusers in suspended ceilings - No independent safety wires, SDC A or B	22216.20	3.29%	2064.38	1.40%	-	-
D3041.041a Variable Air Volume (VAV) box with in-line coil, SDC A or B	45754.16	6.78%	-	-	-	-
D3052.011a Air Handling Unit - Capacity: <5000 CFM - Unanchored equipment that is not vibration isolated - Equipment fragility only	14338.82	2.13%	17095.85	11.60%	23185.23	22.23%
D4011.021a Fire Sprinkler Water Piping - Horizontal Mains and Branches - Old Style Victaulic - Thin Wall Steel - No bracing, SDC A or B, PIPING FRAGILITY	1127.34	0.17%	165.51	0.11%	-	-
D4011.031a Fire Sprinkler Drop Standard Threaded Steel - Dropping into unbraced lay-in tile SOFT ceiling - 6 ft. long drop maximum, SDC A or B	-	-	-	-	-	-
D5012.013a Motor Control Center - Capacity: all - Unanchored equipment that is not vibration isolated - Equipment fragility only	3882.07	0.58%	1461.52	0.99%	1166.56	1.12%
D5012.021a Low Voltage Switchgear - Capacity: 100 to <350 Amp - Unanchored equipment that is not vibration isolated - Equipment fragility only	2776.77	0.41%	-	-	-	-
D5092.031a Diesel generator - Capacity: 100 to <350 kVA - Unanchored equipment that is not vibration isolated - Equipment fragility only	387.81	0.06%	85.26	0.06%	-	-

**Tabla 6-1:** Resultados para el costo de reparación: totales y desagregados por fragilidad en el sistema.

Descripción	Base Fija	Base Aislada (Upper)	Base Aislada (Lower)
Downtime (Fracción = 0.50)	3.86	1.19	0.92

**Tabla 6-2:** Resultados para el tiempo de reparación.

Descripción	Base Fija	Base Aislada (Upper)	Base Aislada (Lower)
Muertos (Fracción = 0.50)	15.32	3.47	0.84
Desagregado por Partidas Vulnerables	Base Fija	Base Aislada (Upper)	Base Aislada (Lower)
C3034.001 Independent Pendant Lighting - non seismic	15.32	3.47	0.84

**Tabla 6-3:** Resultados para el número de fatalidades (muertos), totales y desagregados por fragilidad en el sistema.

Descripción	Base Fija	Base Aislada (Upper)	Base Aislada (Lower)
Heridos (Fracción = 0.50)	46.10	10.38	2.56
Desagregado por Partidas Vulnerables	Base Fija	Base Aislada (Upper)	Base Aislada (Lower)
B2022.001 Curtain Walls - Generic Midrise Stick-Built Curtain wall, Config: Monolithic, Lamination: Unknown, Glass Type: Unknown, Details: Aspect ratio = 6:5, Other details	0.03	-	-
C3032.001a Suspended Ceiling, SDC A,B, Area (A): A < 250, Vert support only	1.42	-	-
C3034.001 Independent Pendant Lighting - non seismic	44.62	10.36	2.56
D3041.031a HVAC Drops / Diffusers in suspended ceilings - No independent safety wires, SDC A or B	0.03	0.02	-

**Tabla 6-4:** Resultados para el número de fatalidades (heridos), totales y desagregados por fragilidad en el sistema.

Desagregado por Partidas Vulnerables	Base Fija	Base Aislada (Upper)	Base Aislada (Lower)
B1044.071: Low rise reinforced concrete walls with boundary columns, 8" to 16" thick, height <15'	0.92	-	-
B3011.011 Concrete tile roof, tiles secured and compliant with UBC94	0.41	0.01	0.01
D4011.021a Fire Sprinkler Water Piping - Horizontal Mains and Branches - Old Style Victaulic - Thin Wall Steel - No bracing, SDC A or B, PIPING FRAGILITY	0.55	0.02	0.01
Deriva Residual	0.04	-	-
Colapso	0.02	-	-
Probabilidad Total	0.98	0.02	0.01

**Tabla 6-5:** Resultados para carteles de seguridad: desagregados por fragilidad en el sistema.

En la Tabla 6-2 se presentan los tiempos de reparación. Y en la Tabla 6-3 y 6-4 se tienen las fatalidades y heridos esperados. Tanto el tiempo de reparación como el número de muertos y heridos, están influenciados por elementos no estructurales (iluminación colgante, principalmente), y dependen del número de colapsos y daño probable.

Y como última variable de decisión, en la Tabla 6-5 se muestran los elementos de fragilidad que quedarán dañados (carteles de seguridad). En el sistema con base fija, los muros estructurales quedarán dañados en un 92 por ciento, los cielos rasos en un 41 por ciento y los rociadores de incendio con un 55 por ciento. En el sistema con base aislada no se tendrán elementos estructurales y no estructural dañados (los porcentajes son bajos), este sistema quedará completamente habitable luego de sucedido el evento sísmico a diferencia del sistema con base convencional que requerirá ciertas medidas de reparabilidad.

De esta comparación, es importante notar que una debida evaluación del desempeño de un edificio se debe de realizar tomando en cuenta tanto los elementos estructurales como los no

estructurales; también, no sólo se debe de revisar el cumplimiento de niveles discretos (distorsiones angulares de piso, rotaciones y/o giros en los elementos estructurales), sino evaluar variables de decisión o cálculo de pérdidas (costo de reparación, tiempo de reparación, fatalidades y carteles de seguridad).

## 7. Conclusiones

Con el presente trabajo se logró cumplir con el objetivo principal, que fue evaluar el desempeño sísmico de un edificio, considerando un sistema convencional formado por pórticos y muros de concreto armado y considerando un sistema de aislamiento en la base. Para la evaluación se utilizó e implementó el FEMA P-58. A continuación se brinda una serie de conclusiones abordadas:

1. Se hace necesario que en normativas como la del Perú se incluyan parámetros de aceleración, o parámetros que la homologuen con la norma ASCE/SEI 7, dado que en el Perú, en el caso de diseño de edificios con aislamiento en la base u otros sistemas de protección sísmica, se exige el uso de la norma de Estados Unidos. Para ello se ha logrado hacer un estudio de peligrosidad sísmica, de la ciudad de Lima, con la finalidad de obtener parámetros de aceleración (en periodos cortos de 0.2 segundos, y periodos largos de 1.0 segundos) que representen el 1 por ciento de probabilidad de colapso en 50 años. Se ha planteado también la relación de la respuesta máxima a la respuesta media geométrica por medio de un estudio de direccionalidad para todo el Perú.
2. El método de análisis historia de respuesta no lineal es el más confiable para estudiar el comportamiento de una estructura, pero su implementación y tiempo de ejecución se vuelve un inconveniente, además de estar limitado al algoritmo en caso de utilizarse programas comerciales. Métodos más sencillos para obtener el comportamiento no lineal, como el método pushover, actualmente sólo se vienen recomendando en análisis simplificados o para ejemplificar cómo es el procedimiento de formulación de rótulas plásticas en una estructura a nivel de enseñanza. La llegada de procesadores y hardware computacional más potentes hará que se vayan relegando los métodos simplificados, y por tanto se hace necesidad el generalizar aún más el uso de los análisis historia de respuesta. Para resolver la limitación de usar programas comerciales, se recomienda, en futuros trabajos, el poder conocer y utilizar programas de código libre como el Opensees que es totalmente configurable por parte del usuario.

3. El estudio con base a análisis dinámicos incrementales, si bien se puede considerar no práctico, es necesario para la obtención de la fragilidad al colapso de manera fiable. Se deben estudiar nuevos métodos para evaluar el colapso estructural y así poder simplificar su cálculo de una manera aproximada.
4. La implementación y curva de aprendizaje del método planteado por el FEMA P-58 es bastante sencilla, si se tiene preparación previa en la consideración de la peligrosidad en análisis estructurales necesarios como datos de entrada.
5. El uso de la herramienta *PACT*, permite la evaluación del desempeño estructural de acuerdo al enfoque probabilístico del PEER-PBEE, obteniéndose variables de decisión que nos permite estudiar un edificio mediante medidas como el costo de reparación, tiempo de reparación, etc., lo cual amplía y mejora la toma de decisión, y el alcance y aplicación de la Ingeniería Sísmica. Estas variables de decisión también sirven para poder plantear nuevos criterios y requisitos normativos, así como para la comparación de sistemas estructurales, como el realizado en este estudio.
6. Las normativas de diseño, por lo general, tienen un nivel de desempeño similar al de Seguridad de Vida, y permiten cierto daño en los elementos estructural que sea reparable. En estudios posteriores se pueden analizar distintos niveles discretos como entrada para el análisis probabilístico en el *PACT*, y poder realizar análisis de sensibilidad que den mayor información al uso de un sistema estructural, con la finalidad de estudiar técnicas de Retrofit.
7. A diferencia del sistema con base fija, el sistema con base aislada no presentó elementos estructurales y no estructurales dañados, confirmando su adaptabilidad para niveles superiores de desempeño.
8. Las variables de decisión: tiempo de reparación, fatalidades y heridos, y carteles de seguridad, han estado influenciados por los elementos no estructurales.



## 8. Bibliografía

- AASHTO. (2012). *AASHTO LRFD Bridge, Design Specifications*. Washington, D.C., EEUU: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ACI. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)*. Farmington Hills: American Concrete Institute.
- ASCE. (2007). *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-06*. Reston, Virginia, EEUU: American Society of Civil Engineers.
- ASCE. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-13*. Reston: American Society of Civil Engineers.
- ASCE. (2017). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-2016*. Reston, Virginia, EEUU: American Society of Civil Engineers.
- ATC. (2010). *Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings, PEER/ATC-72-1 Report, prepared by Applied Technology Council for Pacific Earthquake Engineering Research Center*. Redwood City, California: Applied Technology Council for Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Bakhshi, A., & Mostafavi, S. (2014). Development of Fragility Curves for Base Isolated RC Structures. *Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, EUROLYN 2014*. Porto.
- Boore, D. (2010). Orientation-Independent, Nongeometric-Mean Measures of Seismic Intensity from Two Horizontal Components of Motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 100(4), 1830-1835.
- Boore, D., Watson-Lamprey, J., & Abrahamson, N. (2006). Orientation-Independent Measures of Ground Motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(4A), 1502-1511.
- Bridgestone Corporation. (2013). *Catalogue: Seismic Isolation Product Line-Up*. Tokio, Japón: Construction Materials & Marketing Department.
- Computers & Structures Inc (CSI). (s.f.). Etabs (Extend Three Dimensional Analysis of Building System), Versión 16.0.2. EEUU.
- Cornell, C. A. (1968). Engineering Seismic Risk Analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1583-1606.
- Esteve, L. (1967). Criteria for the Construction of Spectra for Seismic. *3rd Pan-American Symposium of Structures*.
- FEMA. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.

- FEMA. (2009c). *Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response, FEMA P-440A*. Washington, D.C.
- FEMA. (2012). Performance Assessment Calculation Tool (PACT). Washington, D.C.
- FEMA. (2012). *Seismic Performance Assessment of Buildings, FEMA-P-58*. Washington, D.C., EEUU: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA. (2015). *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, FEMA P-1050*. Washington, D.C., EEUU: Federal Emergency Management Agency.
- Fernández Concepción, R. (2015). *Efecto de Direccionalidad en la Amenaza y el Daño Sísmico*. Barcelona, España: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Günay, M., & Mosalam, K. (2012). PEER Performance Based Earthquake Engineering Methodology, Revisited. *15th World Conference on Earthquake Engineering*. Lisboa: 15 WCEE.
- Gutenberg, B. y Richter C. (1956). Earthquake Magnitude, Intensity, Energy and Acceleration. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 46, 104-145.
- Huang, T.-N., Whittaker, A., & Luco, N. (2008). *Performance Assessment of Conventional and Base-Isolated Nuclear Plants for Earthquake and Blast Loading*. Buffalo, New York: Universidad de Buffalo, MCEER.
- Huang, Y., Whittaker, A., & Luco, N. (2008). Maximum spectral demands in the near-fault region. *Earthquake Spectra*, 319-341.
- INN-Chile. (2009). *Diseño Sísmico de Edificios, NCh 433.Of1996, Modificada en 2009*. Santiago: Instituto Nacional de Normalización, INN-Chile.
- Kunnath, S. (2006). *Application of the PEER PBEE Methodology to the I-880 Viaduct, PEER Report 2006/10*. California: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Luco, N., Ellingwood, B., Hamburger, R., Hooper, J., & Kimball, J. (2007). *Risk-Targeted versus Current Seismic Design Maps for the Conterminous United States, SEAOC 2007 Convention Proceedings*. (S. E. Association, Ed.) California: EEUU.
- MTC. (2016). *Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente"*. Lima, Lima, Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- NIST. (1999). *UNIFORMAT II Elemental Classification for Building Specifications, Cost Estimating and Cost Analysis, NISTIR 6389 Report*. Gaithersburg, Maryland: National Institute of Standards and Technology.
- NIST. (2010a). *Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers, GCR 10-917-5*. Gaithersburg, Maryland.
- Ordaz, M., Martinelli, F., D'Amico, V., & Meletti, C. (2013). CRISIS2008: A Flexible Tool to Perform Probabilistic Seismic Hazard Assessment. *Seismological Research Letters*, 84(3), 495-504.

- Ordaz, M; Aguilar, A; Arboleda, J. (2007). Program for Computing Seismic Hazard: CRISIS2007, Versión 7.6. México.
- Pinzón Ureña, L. A. (2014). *Evaluación de Medidas de Intensidad del Movimiento del Suelo Independientes de la Orientación del Sensor para una Base de Datos con Acelerogramas de Costa Rica, El Salvador y Nicaragua*. Barcelona, España: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Porter, K. A. (2003). *An Overview of PEER's Performance-Based Earthquake Engineering Methodology*. San Francisco, California: Ninth International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering.
- Redacis. (2015). *Red Acelerográfica del CISMID/FIC/UNI*. Recuperado el 30 de Julio de 2016, de <http://sig.cismid-uni.org/redacis/>
- Rodríguez, A. R. (2015). *Bases para la Implementación de la Norma Peruana de Análisis y Diseño de Edificios de Edificios con Aislación Sísmica*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Sáez A.; Moroni M.O.; Sarrazin M. (2012). Contributions to the Chilean Code for Seismic. *Conference on Earthquake Engineering*.
- Tavera, H., Bernal, I., Condori, C., Ordaz, M., Zevallos, A., & Ishiwaza, O. (2014). *Re-evaluación del Peligro Sísmico Probabilístico para el Perú*. Lima, Perú: Instituto Geofísico del Perú.
- The Mathworks Inc. (2015). Matlab R2015a.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. (2006). Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through IDA. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1097-1117.
- Vargas Alzate, Y. (2013). *Análisis Estructural Estático y Dinámico Probabilista de Edificios de Hormigón Armado. Aspectos Metodológicos y Aplicaciones a la Evaluación del Daño*. Barcelona, España: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Wilson, E. (2002). *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures, A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering*. California: Computers and Structures, Inc.
- Yang, T., Moehle, J., Stojadinovic, B., & Der Kiureghian, A. (2006). An Application of PEER Performance-Based Earthquake Engineering Methodology. *Proceedings, 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*(1448).
- Yang, T., Moehle, J., Stojadinovic, B., & Der Kiureghian, A. (2009). Seismic Performance Evaluation of Facilities: Methodology and Implementation. *Journal of Structural Engineering*, 135(10), 1146-1154.
- Youngs, R. R., Chiou, S. J., Silva, W. J., & Humphrey, J. R. (1997). Strong Ground Motion Attenuation Relationships for Subduction Zone Earthquakes. *Seismological Research Letters*(68), 58-73.
- Zeng, X., Lu, X., & Xu, Z. (2016). Application of the FEMA-P58 Methodology for Regional Earthquake Loss Prediction. *Natural Hazards*.